Die Reconstruction des Mühlthaler Tunnels an der Brennerbahn.

Von

A. Doppler,
Ingenieur.

(Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 9 und 10.)

Der Mühlthaler Tunnel liegt auf der zweiten Meile der Brennerbahn zwischen den Stationen Patsch und Matrey. Er hat eine Länge von $871 \cdot 15^m$, seine Achse liegt parallel zur Richtung der Berglehne in einer Höhe von circa 70^m über der Thalsohle am rechten Ufer der Sill und steigt in der Richtung von Patsch gegen Matrey mit 25^{mm} auf 1^m an.

In Fig. 1 zeigt die einfach punctirte Linie *a*, *b*, *c* die Situation der Tunnelachse. Die strichpunctirte Curve *d*, *e*, *f*, *g* derselben Figur stellt den Schnitt des verbreitert gedachten Bahnplanums mit der Terrain-Oberfläche vor.

Aus Fig. 1 und den Querprofilen Fig. 9, 10, 11, 12, 19 und 20 kann die relative Lage des Tunnels zur Terrain-Oberfläche beurtheilt werden.

Es erscheint für den eigentlichen Zweck dieser Beschreibung nicht nothwendig, die Motive zu erörtern, welche für die Traceführung an dieser Stelle massgebend waren, es sei nur erwähnt, dass man nach dem ersten Bauprojecte beabsichtigte, die Bahn nach der Linie *h*, *i*, *k* der Fig. 1 auszuführen, wodurch zwei kurze Tunnels bei Station 90 bis 93 und 114 bis 117, im Uebrigen aber nur Tagebauten bedingt worden wären.

Die Erfahrungen, welche man noch vor Inangriffnahme dieser Strecke in ähnlichem Terrain machte, zeigten jedoch, welchen Gefahren der Betrieb durch oberflächliche Bewegung des Gesteins ausgesetzt wäre, und so entschloss man sich noch rechtzeitig, die Linie zwischen den Stationen 90 und 117 in das Innere des Gebirges zu verlegen, beziehungsweise einen Tunnel auszuführen.

Das vom Tunnel durchfahrene Gebirge ist Thonschiefer mit einer Schichtung, welche, abgesehen von häufigen Abweichungen, parallel zur Terrain-Oberfläche streicht und fällt. Das Querprofil durch die rechtsseitige Thallehne der Sill im Bereiche des Tunnels zeigt im Allgemeinen von der Thalsohle aus bis zu einer Höhe von circa 150^m eine Neigung von $1:1\frac{1}{4}$ bis $1:1$ und darüber. Auf dieser Strecke tritt Thonschieferfelsen zu Tage, stellenweise spärlich von den Verwitterungs-Producten des Gebirgsgesteines überdeckt. Ueber diesem steilen Fusse liegt ein Hochplateau von wechselnder Breite mit mässiger Ansteigung in der Richtung des Querprofiles; und darüber erhebt sich das Hochgebirge.

Das Hochplateau ist gebildet durch Schotter und Lehmablagerungen oder Bergschutt von verschiedener Mächtigkeit; es führt die Bezeichnung „Mittelgebirge", worunter jedoch richtiger die ganze dem Hochgebirge am Fusse vorgelagerte Schwelle zu verstehen ist.

Der Mittelgebirgszug beginnt unterhalb Innsbruck und begleitet, allmälig an Höhe gewinnend, das rechtsuferige Thalgehänge des Sill bis Matrey, wo er sich wieder zur Thalsohle senkt. Nebenbei sei bemerkt, dass man auch daran dachte, die Bahn von Innsbruck bis Matrey auf diese von der Natur gegebene Schwelle zu legen; man liess jedoch dieses Project *) fallen, weil die Bahn bei Benützung des Hochplateau's um circa $^3/_4$ Meilen länger geworden wäre.

Aus dem Gesagten geht hervor, dass der Mühlthaler Tunnel, welcher innerhalb der steil abfallenden Mittelgebirgslehne in geringer Tiefe unter der Terrain-Oberfläche liegt, ein Lehnentunnel ist; und da die Beschaffenheit des durchfahrenen Gebirges sich im Verlaufe der Bauzeit stellenweise sehr ungünstig zeigte, so traten die Gefahren, welche einem Lehnentunnel überhaupt drohen können, in bedeutendem Umfange wirklich ein.

In Bezug auf die Bau-Dispositionen kann die Lage des Tunnels wohl als eine äusserst günstige bezeichnet werden, da es möglich war, eine beliebige Anzahl von Angriffspuncten durch Anlage von kurzen Seitenstollen zu gewinnen.

Zum Zwecke der Sondirung wurden sechs Seitenstollen im Niveau der Tunnelsohle angelegt, welche durchaus geschichteten Thonschiefer aufschlossen, der, wenn auch von wechselnder Festigkeit, doch für die Ausführung und den Bestand des Tunnels so günstig schien, dass man keinen Anstand nahm, die Tunnelachse in der in Fig. 1 dargestellten Weise festzulegen.

Wenn es übrigens damals schon erwünscht gewesen wäre, die Tunnelachse tiefer in den Berg zu legen, so muss bemerkt werden, dass dies in ausgiebiger Weise nur durch Einschaltung einer Contracurve in die Tunnelachse ermöglicht worden wäre, da die beiderseitigen Trace-Anschlüsse eine Verschiebung oder Drehung der Tunnelachse nicht gestatteten. Die Anwendung einer Contracurve im Tunnel wurde jedoch verworfen, weil man nach den Ergebnissen der Aufschlüsse die gewählte Gerade für zulässig annahm.

Die sechs Seitenstollen boten mit den beiden Tunnel-Enden vierzehn Angriffspuncte für den Sohlenstollen dar, der noch vor Eröffnung der beiden Voreinschnitte durch dieselben getrieben wurde. Nach Vollendung des Sohlenstollens wurden dreizehn Aufbrüche gemacht, von diesen aus der Firststollen angegriffen und schliesslich das ganze Profil in Stücklängen von 4^m bis 8^m ausgebrochen. Die Bölzung, welche überall, jedoch in verschiedenen Stärken, nothwendig war, wurde nach englischem Systeme vorgenommen.

Für die Herstellung des definitiven Profiles, beziehungsweise für die Ausmauerung, waren die Profile Fig. 2, 3, 4 und 5 massgebend. Es kamen jedoch nur die Profile 3 *b*, 4, 5 *a* und 5 *b*, letztere ohne Sohlengewölbe, zur Ausführung.

Die Förderung des gelösten Gesteins sowie der Baumaterialien von und nach den Depotplätzen an beiden Enden des Tunnels geschah mit Hilfe von Rollbahnen durch den Sohlstollen, die sechs Seitenstollen und auf einer Rollbahn, welche entlang der Linie *d*, *e*, *f*, *g* der Fig. 1 angelegt war. An den Kreuzungsstellen der Rollbahnen waren Drehscheiben angeordnet.

---

*) Dieses Project wurde unseres Wissens seinerzeit von dem bauleitenden Inspector Herrn Ach. Thommen befürwortet. D. R.

Ueber den Bau des Tunnels im Allgemeinen wäre nun weiter nichts zu bemerken, da alle Dispositionen den örtlichen Verhältnissen und dem gewählten Bausysteme entsprechend getroffen und die Arbeiten durch die Unternehmung energisch betrieben und solide hergestellt wurden.

Allein an den in Fig. 1 mit *A* und *B* bezeichneten Strecken (in einer Länge von 39, respective von 102^m) traten Zerstörungen im fertigen Mauerwerke auf, welche successive an Ausdehnung zunahmen und schliesslich die vollständige Reconstruction der bereits hergestellten, sowie die Ausführung der noch nicht in Angriff genommenen Partien der Strecke *A* nach einem geänderten Projecte erheischten.

Die zur Sicherung der Strecken *A* und *B* unternommenen Arbeiten sollen den eigentlichen Gegenstand dieser Mittheilung bilden.

Nachdem in der Strecke *A* die Mauerwerksringe Nr. 12 und 12 *a*, Fig. 8, hergestellt waren, begannen sich die Scheitelfugen allmälig zu öffnen, die unter einem Winkel von 30 bis 50° gegen den Horizont geneigten Gewölbsfugen wurden zusammengepresst, beim Abklopfen klangen die Steine hohl und endlich fielen muschelartig sich loslösende Partien derselben ab, während sich die Fugen zunächst des Scheitels immer mehr erweiterten.

Auf der Thalseite erstreckte sich die Zerstörung weiter nach abwärts als auf der Bergseite und ergriff sogar das Widerlager, dessen oberste Schichten sich öffneten. Auf der Bergseite begrenzte sich die Zerstörung bei einer circa 30° gegen den Horizont geneigten Gewölbsfuge.

Fasst man die Grösse der Zerstörung in einer bestimmten Horizontallinie des Tunnels, z. B. im Scheitel oder in der Bruchfuge in's Auge, so kann die Zunahme derselben von Ring 12 gegen 12 *c* durch die Ordinaten der Curve *e f*, Fig. 8 *a*, anschaulich gemacht werden. Auf der Bergseite begrenzte sich die Zerstörung nach der Linie *c d*, auf der Thalseite nach *a b*, Fig. 8 *b*.

Die Verdrückungen nahmen sehr rasch bedeutende Dimensionen an, ohne dass jedoch die Grenzlinien *a b* und *c d*, welche sich bald markirten, gegen unten fortgeschritten wären.

Oberhalb des Ringes Nr. 12 war eine Quelle zu Tage getreten, welche nach Herstellung der Ringe 12 und 12 *a* versiegte und im Tunnel zum Vorschein kam.

Die genaue Beobachtung dieser Erscheinungen liess keinen Zweifel obwalten über die Ursachen der Zerstörungen und über die nunmehr nothwendig gewordenen Massnahmen.

Nachdem noch genügend Zeit zur Verfügung stand, um mit der Reconstruction noch vor der Betriebseröffnung fertig zu werden, so brauchte man bei den zu treffenden Vorkehrungen nicht auf den Bahnbetrieb Rücksicht zu nehmen.

Man beschloss daher, vorerst, um einem plötzlichen Einsturze vorzubeugen, die Tunnelringe 12 und 12 *a* vollständig mit Trockenmauerwerk auszufüllen und in dieser Steinschlichtung nur einen stollenähnlichen Raum für die ungehinderte Communication auszusparen. Sodann wurden die Ringe 12 *b* und 12 *d* ausgebrochen und mit einer starken Mauerwerksverkleidung versehen.

Der Thonschiefer, welcher vom Tunnel durchfahren wird, besitzt eine wechselnde Beschaffenheit. Oft fand man in einem Tunnelraume in unmittelbarer Nähe von festen Schichten solche, welche genau dieselbe Structur besassen, aber poröse und so bröckelig waren, dass sie mit der Spitzhaue leicht gewonnen werden konnten. An der Luft zerfiel diese Masse und bei Zutritt von Wasser und unter Druck verwandelte sie sich in einen lehmartigen Brei fast ohne alle Cohäsion. Die weichen Thonschieferschichten waren in der Regel nur bruchfeucht, ohne eigentlich Wasser zu führen, und erforderten sofort nach ihrer Blosslegung nur eine schwache Zimmerung.

Stand jedoch eine anfangs trockene Wand durch längere Zeit, so begann sie nass zu werden, sich an der Oberfläche aufzulösen und auf die Zimmerung zu drücken.

Die Ursache des Nässens der ursprünglich nur bruchfeuchten Wände liegt offenbar darin, dass das Sickerwasser, welches vor dem Baue in vielen kleinen Adern das Gebirge durchzog, nun in Folge der Ausbrüche neue und kürzere Wege fand, um zu Tage zu treten. Dies bewirkte ein lebhafteres Zuströmen des Sickerwassers aus dem Berg-Innern gegen die Wände der Stollen und Ausbrüche und ein Erweichen derselben, soferne sie aus verwitterbaren und auflöslichen Schichten gebildet waren.

Wenn nun die so entstandene breiartige Masse durch die Ritzen der Verpfählung abfliesst, so entstehen hinter der Zimmerung Hohlräume, welche Nachstürze und somit eine Zerstörung des Gebirges veranlassen, wodurch zunächst ein heftiger Druck auf die Zimmerung erzeugt wird.

Kann nun die Zimmerung diesem bedeutenden Drucke nicht widerstehen, so erfolgen Senkungen, ja sogar Einstürze derselben, welche eine weitere Zerstörung des Gebirges zur Folge haben.

Die Nachgiebigkeit des Holzeinbaues einerseits, andererseits die Schwierigkeit, ja man kann sagen die Unmöglichkeit, Hohlräume, welche durch irgend eine Veranlassung hinter der Verpfählung entstanden, solide auszubauen, sind häufig die Ursache von Nachstürzen im Gebirge, welche sich successive bis an die Terrain-Oberfläche fortpflanzen und so einen Druck erzeugen können, dem das Tunnelmauerwerk nicht zu widerstehen im Stande ist.

Ich will aber sogleich bemerken, dass es dem Ingenieur oft bei der grössten Gewissenhaftigkeit nicht möglich ist, Senkungen der Stollen und Ausbrüche zu verhindern. Ich brauche nur an Fälle zu erinnern, wo die den Tunnel überlagernde Gebirgsmasse von dem Momente der Herstellung des Sohlstollens bis zur Vollendung des Gewölbes in einer steten Bewegung war, trotzdem man mit dem Holzaufwande bis an die äusserste Grenze ging, und wo sämmtliche Betheiligten erst aufathmeten, wenn die Schlusssteine des Gewölbes versetzt waren. Wie oft muss nicht ein Stollen, dessen Profil im Laufe der Zeit immer kleiner und endlich unpassirbar wurde, wiederholt erweitert werden.

Wenn man während des Baues mit solchen Schwierigkeiten zu kämpfen hatte, so kann man sich vorstellen, wie nach Vollendung des Tunnelbaues die Structur des Gebirges aussieht, wie viel von der ursprünglichen Cohäsion des Gesteins in den Partien, welche den Tunnel belasten, noch vorhanden

ist, welche Wege jetzt das Sickerwasser nehmen wird und wie viele Veranlassungen zu einem weiteren Fortschreiten der Zerstörung des Gebirges durch den Tunnelbau geschaffen wurden.

Es unterliegt wohl keinem Zweifel, dass ein grosser Theil der angeführten Ursachen durch die Anwendung eines eisernen Tunnelbau-Systems beseitiget würde, und dies ist meiner Meinung nach das gewichtigste Motiv für dessen Einführung.

In den meisten Fällen schreckt man vor der Anwendung des Eisenbau-Systems, dessen technische Vorzüge von jedem Ingenieur anerkannt werden, der grossen Kosten wegen, gegenüber dem gewöhnlichen Holzbau, zurück. Wenn man aber berücksichtigt, dass die oben geschilderten Folgen eines nachgiebigen Holzbaues in vielen Fällen Tunnel-Reconstructionen während des Betriebes herbeiführen, welche durch die Einführung des Eisensystems vollkommen vermieden werden konnten, so wird man zu dem Resultate gelangen, dass man mit dem Eisenbaue sehr viele Kosten gespart und an Sicherheit gewonnen hätte.

Was nun die Zerstörungen bei *A* der Fig. 1 betrifft, so war es klar, dass die Quelle oberhalb des Ringes 12, welche in das Innere des Tunnels drang, die verwitterbare Gesteinsmasse an dieser Stelle erweichte, wodurch dieselbe ihre Cohäsion zum Theile verlor, sich aus dem Zusammenhange mit der übrigen Gebirgsmasse löste, Nachbrüche des Gesteins auf der Bergseite und heftigen Druck auf das Tunnelmauerwerk von hier aus erzeugte.

Der Druck wurde durch das Gewölbe auf das thalseitige natürliche Gesteinswiderlager übertragen. Letzteres besass jedoch keine genügende Stabilität, da es, aus einer Gesteinsmasse von geringer Festigkeit bestehend, auf einer starkgeneigten Felsböschung gelagert war, und so in Folge seiner geringen Mächtigkeit und der ungünstigen Structur dem von der Bergseite kommenden Schube nicht zu widerstehen vermochte. In Folge dessen wich das thalseitige Widerlager aus und es wurden die Mauerwerksringe Nr. 12 und 12 *a* verdrückt.

Sollte nun ein stabiler Zustand geschaffen werden, so musste statt des selbst zur Rutschung geneigten thalseitigen natürlichen Widerlagers ein künstliches von genügender Stärke geschaffen und auf eine horizontal abgeglichene, feste Fundamentsohle gestellt werden.

Die feste Felsmasse, welche in der Richtung des Querprofiles steil abfällt, ist in der Richtung parallel zur Tunnelachse muldenförmig gestaltet.

In Fig. 7 *a* ist ein Verticalschnitt nach *M N* der Fig. 7 dargestellt, aus welchem die durch Sondirungen festgestellte Form der Mulde zu ersehen ist.

Aus den Erhebungen ging hervor, dass die bereits hergestellten und zerstörten Ringe erst am Anfange der gefährlichen Strecke lagen, und dass man gewärtigen musste, bei Fortsetzung des Baues gegen den Ring Nr. 11 *f* (Fig. 7) in noch schwierigere Partien zu gerathen.

Es war nun die Aufgabe, die bereits zerstörten Ringe 12 und 12 *a* zu reconstruiren und auf der noch nicht ausgebrochenen Strecke zwischen Nr. 11 *f* und 12 *a* von vorneherein ein entsprechendes Mauerwerksprofil herzustellen.

Für diese letztere Partie wurde das Profil Fig. 9, zur Auswechslung der Ringe 12 und 12 *a* aber das Profil Fig. 10, beziehungsweise Fig. 11, in Antrag gebracht und ausgeführt.

Vor Allem wurde die Quelle oberhalb Ring Nr. 12 in beträchtlicher Höhe über dem Tunnelscheitel durch einen von der Lehne aus senkrecht zur Tunnelachse getriebenen, mit verschiedenen Abzweigungen versehenen Stollen aufgefangen und durch Rinnen in die Sill geleitet. Der Stollen wurde mit einer muldenfömig gemauerten Sohle versehen und im Uebrigen mit Trockenmauerwerk ausgefüllt. War man sich auch darüber klar, dass auf diese Art nicht alles Wasser vom Innern des Tunnels abgehalten werden konnte, so wollte man wenigstens den Wasserandrang im Tunnel möglichst vermindern.

Bei der Reconstruction der Ringe 12 und 12 *a* nach dem Profil Fig. 10 und 11 wurde in der Weise vorgegangen, dass man zuerst den Mauerwerkskörper hinter dem thalseitigen Widerlager herstellte und dann erst mit der Auswechslung der zerstörten Ringe vorging.

Zu diesem Zwecke wurden die Seitenstollen *a*, *b*, *c*, *d* und *e* in Fig. 7 und 11 in je drei Etagen, also im Ganzen 15 Stollen von der Berglehne senkrecht zur Tunnelachse bis hinter das Widerlager getrieben, worauf man in jedem dieser Stollen den entsprechenden Theil der Widerlager-Verstärkung herstellte. Der übrige Theil der Stollen wurde mit Trockenmauerwerk ausgefüllt. Von den beiden Stollen *c* und *e* der ersten Etage aus wurden noch je zwei Schächte (Fig. 11 und 12) getrieben und ausgemauert, weil in dem Bereiche dieser beiden Stollen die feste Felsschichte sich bereits unter die Schwellenhöhe senkte, was eine Vertiefung des Fundamentes nothwendig machte.

Bei der Ausführung dieser Arbeiten wurde mit der grössten Vorsicht zu Werke gegangen. Gleichzeitig nahm man nie mehr als zwei Stollen in Angriff, und jeder einmal begonnene Stollen wurde mit der grössten Beschleunigung betrieben und vollendet.

Zum Mauerwerk verwandte man lagerhafte Bruchsteine mit reinem Cementmörtel und entfernte nach Massgabe des Fortschreitens der Mauerung jedes Holz der Stollen- und Schachtzimmerung auf das sorgfältigste. An jenen Mauerwerksflächen, welche sich später wieder an Mauerwerk anschliessen sollten, wurde eine Verzahnung hergestellt, im Uebrigen das Mauerwerk satt an das Gebirge angeschlossen.

Nachdem auf die beschriebene Art auf der Thalseite ein kräftiges Widerlager, auf sicherem horizontalem Fundamente stehend, hergestellt war, ging man an die Reconstruction der zerstörten Mauerwerksringe.

Zu diesem Zwecke wurde über dem Gewölbe ein Firststollen getrieben und von da aus genau so vorgegangen, wie bei der ursprünglichen Tunnelherstellung, mit dem einzigen Unterschiede, dass man statt des Gebirgsgesteines das zerstörte Mauerwerk der ersten Herstellung und das darunter liegende Trockenmauerwerk zu beseitigen hatte. Es wurden die Ringe 12 und 12 *a* successive ausgewechselt und durch neues Mauerwerk ersetzt, welches man mit dem thalseitigen Widerlager in einen innigen Steinverband brachte.

Die Ausführung dieser Arbeiten ging mit der grössten Sicherheit vor sich, wenn sie auch mit Schwierigkeiten verbunden war, welche namentlich der Wasserzudrang verursachte.

Auf der Strecke zwischen den Ringen 11 *f* und 12 *c* musste man noch schwierigerer Terrainverhältnisse gewärtig sein, hatte aber den Vortheil, dass hier nicht eine Zerstörung des Gebirges bereits erfolgt war, und dass man rechtzeitig die geeigneten Mittel vorkehren, beziehungsweise das richtige Mauerwerksprofil wählen konnte, um jeder Gefahr vorzubeugen.

Von der Herstellung eines Ausbruches für das ganze Profil Fig. 9 musste der bedeutenden Dimensionen wegen abgesehen werden.

Es blieb daher nichts Anderes übrig, als vorerst das thalseitige Widerlager in verhältnissmässig kleinen bergmännisch herzustellenden Räumen auszuführen und nach dessen Vollendung das innere Tunnelmauerwerk in kurzen Ausbruchstücken einzubringen. Zu diesem Ende wählte man folgenden Vorgang:

Es wurde im Niveau der Fundamentsohle von der Lehne ein Seitenstollen (Fig. 7, 8 und 9) senkrecht zur Tunnelachse bis zum Puncte 6, Fig. 8, getrieben, sodann von diesem Stollen aus parallel zur Tunnelachse die Stollen *c d* und *e f*, respective der Stollen Nr. 1 (Fig. 9) hergestellt. Gleichzeitig wurden aus dem Sohlstollen des Tunnels in Schwellenhöhe die Querschläge *o* und *p*, Fig. 8, und von diesen Schächte in das Niveau der Fundamentsohle getrieben, wodurch man eine Verbindung mit dem mittlerweile fertiggestellten Stollen Nr. 1 erzielte. Es wurde nun von *c* und *e*, Fig. 13, aus nach rückwärts gegen *d* und *f* zu der Stollen Nr. 1 ausgemauert und mit dem Aushube des Stollens Nr. 2 nach *g h* und *i k*, Fig. 8, vorgegangen. Sodann wurde wieder Stollen Nr. 2 ausgemauert und vom Stollen *a b* aus ein Aufbruch in die zweite Etage gemacht, um von da aus die Stollen Nr. 3 und 4 in gleicher Weise herzustellen und auszumauern.

Es ist zu beachten, dass der Stollenausbruch stets vom Seitenstollen *a b* aus erfolgte, während die Ausmauerung von den beiden Einbrüchen *o* und *p* aus betrieben wurde, so dass beide Arbeiten ohne jegliche gegenseitige Störung vor sich gingen.

Nach Vollendung des Mauerwerkes der zweiten Etage wurde der Stollen Nr. 5 von den beiden Einbrüchen *o* und *p*, Fig. 9, aus minirt und ausgemauert.

Aus den Fig. 13 bis 18, ferner 9 und 19 ist der Vorgang der Widerlager-Herstellung zu ersehen.

Nachdem nun der Mauerkörper in der aus Fig. 19 ersichtlichen Gestalt eingebracht war, wurde das Profil *a, b, c, d, e, f, g, h* in 4^m langen Stücken ausgebrochen und das definitive Mauerwerksprofil nach Fig. 9 hergestellt.

Obwohl die Decke dieses Ausbruchsraumes eine bedeutende Breite hatte, so war dies in dem vorliegenden Falle doch unbedenklich, nachdem das fertige Mauerwerk eine feste Stütze für die Zimmerung bot, und durch die Aufmauerung des Widerlagers die Deckenbreite sehr bald reducirt wurde.

Es ist noch zu bemerken, dass bei der Herstellung des Ringes 12 *c* die zwischen den beiden Widerlagerkörpern verbliebene Lücke *r*, Fig. 7, durch Eweiterung des Ausbruches und Ausmauerung nach Thunlichkeit ausgefüllt wurde.

Der Seitenstollen *a b* wurde schliesslich mit einer gepflasterten Rinne versehen und mit Trockenmauerwerk ausgefüllt, um das in die tiefen Fundamente eindringende Wasser, auf welches überdies durch Anordnung von Schlitzen im Fundamentmauerwerke Rücksicht genommen wurde, abzuleiten.

Und so wurde denn der Bau dieser schwierigen Tunnelstrecke glücklich vollendet, ohne dass auch nur die geringste Störung eingetreten oder ein Unfall zu beklagen gewesen wäre.

Wie bereits erwähnt, zeigten sich auch auf der in Fig. 1 mit *B* bezeichneten Strecke nach Herstellung des Mauerwerkes ebenfalls Deformirungen.

Anfangs zersprangen einzelne Steine in den beiderseitigen Bruchfugen, sodann öffneten sich die Scheitelfugen, kurz es traten dieselben Erscheinungen auf wie in *A*, nur mit dem Unterschiede, dass sie erst geraume Zeit nach Vollendung des Mauerwerkes begannen, und nur langsam an Umfang zunahmen, schliesslich aber Dimensionen erreichten, welche über die Nothwendigkeit einer umfassenden Reconstruction keinen Zweifel liessen.

Da in den ersten Stadien nur einzelne isolirte Mauerwerksflächen von der Zerstörung ergriffen wurden, so glaubte man, den Grund in einer zufällig weicheren Beschaffenheit der verwendeten Steine zu finden, und begann die zerdrückten Steine auszuwechseln. Allein der Zustand des Tunnels verschlimmerte sich successive, die zerdrückten Partien gewannen an Ausdehnung und erstreckten sich endlich auf die Ringe 28 bis 45, Fig. 24, Blatt 10, im Zusammenhange, während die Scheitel- und einzelnen Widerlagerfugen sich öffneten und Profilsverdrückungen constatirt werden konnten.

Nachdem die Zerstörung, welche sich auf die genannten Ringe beschränkte und die anstossenden Tunnelstrecken nicht berührte, endlich diesen bestimmten Charakter angenommen hatte, erkannte man, dass mit der Auswechslung einzelner Mauerwerkspartien nicht mehr geholfen werden konnte, dass man vielmehr in ähnlicher Weise wie bei *A* eine gründliche Reconstruction vornehmen müsse.

Wenn auch die Erscheinungen grosse Aehnlichkeit mit den bei *A* eingetretenen und bereits beschriebenen hatten, und das anzuwendende Mittel gleichfalls nur in der Herstellung einer thalseitigen Widerlager-Verstärkung und Auswechslung der zerstörten Ringe bestehen konnte, so war doch ein Unterschied in der Ausführungsmethode dadurch begründet, dass die Arbeiten bei *B* während des Betriebes, also unter sehr erschwerenden Umständen erfolgen mussten.

Aus Fig. 21, welche die genaue Aufnahme eines Mauerwerksprofiles zeigt, ist zu ersehen, dass das bergseitige Widerlager unversehrt blieb, das thalseitige Widerlager jedoch sich von der Tunnelachse entfernte.

Die Lehne oberhalb des Tunnels im Bereiche der zerstörten Ringe Nr. 28 bis 45 war vielfach gerissen und zeigte deutliche Spuren einer von der Tunnelröhre ausgehenden und bis an die Oberfläche reichenden Zerstörung. Dagegen war keinerlei Bewegung an der Lehne in Schwellenhöhe

und darunter zu bemerken, woraus geschlossen werden musste, dass die Fundamente des Tunnels fest und unnachgiebig waren.

Demnach entschloss man sich, die zerstörten Ringe Nr. 28 bis 45 der Fig. 24 vollständig nach dem Profile Fig. 26 mit einem $6 \cdot 3^m$ breiten thalseitigen Widerlager zu reconstruiren.

Die zerstörten Ringe wurden vorerst durch eine in den Fig. 22, 23 und 24 dargestellte Bogenrüstung gestützt. Um genügenden lichten Raum für den Zug zu gewinnen und denselben auch bei fortschreitender Deformirung des Mauerwerkes und der Lehrbogen zu erhalten, wurde der auf der Thalseite des zweigeleisigen Unterbaues ausgeführte einzige Schienenstrang in die Mitte des Tunnels gerückt.

Das Widerlager sollte in vier Stollen parallel zur Bahnachse eingebracht werden, zu welchem Zwecke an acht Stellen durch das Tunnelmauerwerk gebrochen und von da aus der Aushub und die Mauerung der Stollen betrieben wurde, unter Beobachtung des in Fig. 25 dargestellten Arbeitsvorganges und aller bei Besprechung der Tunnelstrecke *A* erwähnten Vorsichtsmassregeln.

Nachdem auf diese Weise das Widerlager zum grössten Theile fertig gestellt war, hatte die Zerstörung des Mauerwerkes solche Fortschritte gemacht, dass es nur mit der grössten Anstrengung noch möglich war, das lichte Profil für den Zugsverkehr zu erhalten. Die Bogengestelle verdrückten sich und brachen häufig, mussten daher vielfach ausgewechselt und immer dichter aneinander gestellt werden. Schliesslich war man gezwungen, um die nöthige lichte Höhe zu erhalten, das Geleise zu senken.

Man entschloss sich daher, noch vor gänzlicher Vollendung des Widerlagers mit der Auswechslung des inneren Tunnelmauerwerkes zu beginnen und je nach den Umständen den fehlenden Theil des Widerlagsgemäuers entweder im Ausbruche herzustellen oder in der früheren Weise mit Stollen einzubringen. Bei der Ergänzung des Widerlagers nach der letzteren Methode musste der in Fig. 25 dargestellte Betriebsplan allerdings manche Modificationen erfahren, die jedoch nicht wesentlicher Natur waren und hier übergangen werden können.

Die fortschreitende Verdrückung erforderte eine so dichte Aneinanderstellung der Bogengerüste, dass es nicht mehr möglich gewesen wäre, in dem Raume zwischen denselben an der Auswechslung zu arbeiten. Man schuf daher neue von Aussen zugängliche Angriffsstellen für die weiteren Arbeiten durch die Anlage zweier Seitenstollen *a* und *b*, Fig. 30 und Fig. 20, deren Sohle in die Scheitelhöhe des Tunnels gelegt wurde.

Von diesen Seitenstollen aus trieb man über dem Scheitel des zerstörten Tunnelgewölbes einen Firststollen, welcher die Erstellung von Ausbrüchen in kurzen (im Mittel $2 \cdot 2^m$ langen) Stücken und deren Ausmauerung ermöglichte.

Die Förderung des durch den Ausbruch gewonnenen Materiales sowie der Baumaterialien erfolgte durch den Firststollen und die beiden Seitenstollen ohne Berührung des inneren Tunnelraumes und ohne jede Belästigung des Bahnverkehres.

Dieser Arbeitsvorgang veranlasste die Abänderung des ursprünglich projectirten Profiles Fig. 26 und die Annahme des in Fig. 28 dargestellten modificirten Profiles.

Nach Fertigstellung der Widerlager, des Gewölbes und der beiderseitigen Gewölbsnachmauerungen auf der ganzen zu reconstruirenden Strecke, mauerte man den Firststollen aus, welcher bis dahin offen gehalten wurde.

Um den Schub auf den Tunnel möglichst zu reduciren, wurde auch eine Entlastung des gefährdeten Tunnelstückes durch eine oberhalb desselben vorgenommenen Abgrabung nach Fig. 20 projectirt. Dieselbe wurde jedoch nicht im ganzen Umfange ausgeführt.

Die zur Sicherung der Strecke *B* des Mühlthaler Tunnels unternommenen Arbeiten bewährten sich vollkommen und seit der Vollendung der Reconstruction dieser Strecke, das ist seit circa sieben Jahren, nahm man keinerlei Bewegung im Mauerwerke wahr.

Ich habe es absichtlich unterlassen, alle jene vielen Details, welche bei allen Tunnelbauten und bergmännischen Arbeiten, also auch bei den eben beschriebenen vorkommen, mit in die Besprechung zu ziehen, da es mir hauptsächlich darum zu thun war, zu zeigen, wie beim Mühlthaler Tunnel Mauerwerksprofile von ganz ungewöhnlichen Abmessungen unter den schwierigsten Verhältnissen mit einfachen Hilfsmitteln hergestellt wurden; die Details der bergmännischen Arbeiten aber in den Lehrbüchern und Aufsätzen über Tunnelbau zu finden sind.

Zum Schlusse folgt noch eine Kostenberechnung des Mühlthaler Tunnels, welche wohl auf keine absolute Genauigkeit Anspruch macht, da sie nicht das Ergebniss der definitiven Abrechnung mit dem Unternehmer ist. Trotzdem wird dieselbe nur wenig von dem Endergebnisse abweichen, nachdem diese Berechnung auf Grund eines Präliminar-Kostenanschlages vom Juni 1868 aufgestellt wurde, also aus einer Zeit stammt, wo der Umfang der noch zu leistenden Arbeiten ziemlich genau bekannt und die zu zahlenden Einheitspreise bereits vertragsmässig festgestellt waren.

Die mit fl. 66.089.— veranschlagten Erdarbeiten sowie die mit fl. 34.373.— veranschlagten Fluss- und Uferschutzbauten wurden nur in sehr reducirtem Maasse ausgeführt.

Zusammenstellung der Baukosten des Mühlthaler Tunnels.

Kosten des Tunnels exclusive der Reconstruction bei *B*	fl. 770.109.63
Kosten der Reconstruction der Strecke *B* exclusive Erdarbeiten, Fluss- und Uferschutzbauten	„ 363.169.44
Kosten der Erdarbeiten, Fluss- und Uferschutzbauten	„ 100.462.—
Gesammtkosten des Mühlthaler Tunnels	fl. 1,233.741.07

Wenn man den Geldbetrag aller Posten der vorstehenden Kostenberechnung summirt, welche sich auf die Reconstructions- und Verstärkungsarbeiten der Strecke *A* beziehen, so findet man, dass diese $38 \cdot 8^m$ lange Tunnelstrecke, abgesehen von den zerstörten und beseitigten Ringen, die Summa von fl. 100.046.27, somit per 1 Currentmeter fl. 2578.51 gekostet hat,

Baukosten des Mühlthaler Tunnels.

Zwischen den Stirnen 871·15m lang.

	Menge	Preis fl.	Preis kr.	Betrag fl.	Betrag kr.	Summe fl.	Summe kr.
Kosten des Tunnels exclusive der Reconstruction bei *B*.							
Portale. Nördliches Portale abnormaler Construction . . . Pauschale	.	.	.	21000	00		
Südliches Portale normaler Construction . . . . . „	.	.	.	5900	00	26900	00
Tunnelbau nach Abzug der Portale, inclusive der Reconstruction und Verstärkung bei Ring 11*f* bis 12*b*, jedoch exclusive der Reconstruction der Strecke *B*, Fig. 1.							
Nach Profil 3*b*, Widerlager aus lagerhaftem Mauerwerke. Curr.-M.	581·8	759	30	441760	74		
Nach Profil 3*b*, Widerlager aus lagerhaftem Mauerwerke ohne Wasserleitungsröhre . . . . . Curr.-M.	163·3	730	83	119344	54		
Nach Profil 3*b*, Widerlager aus Schichtenmauerwerk . . Curr.-M.	5·63	806	76	4542	06		
Nach Profil 3*b*, Widerlager aus Schichtenmauerwek ohne Wasserleitungsröhren . . . . . Curr.-M.	6·67	778	28	5192	12		
Nach Profil 3*b*, mit thalseitig verstärktem Widerlager in lagerhaftem Mauerwerk . . . . . Curr.-M.	43·21	775	12	33492	94		
Nach Profil 5*a*, ohne Sohlengewölbe, Widerlager aus lagerhaftem Mauerwerk . . . . . Curr.-M.	19·6	999	75	19595	10		
Nach Profil 5*a*, ohne Sohlengewölbe, Widerlager aus Schichtenmauerwerk . . . . . Curr.-M.	4·4	1066	18	4691	19		
Nach Fig. 9, oberhalb der Normallinie . . . . . „ „	22·8	1645	15	37509	42		
Nach Profil 5*b*, ohne Sohlengewölbe an Stelle der ausgewechselten Ringe 12 und 12*a* . . . . . Curr.-M.	11·4	1278	16	14571	02		
Nach Profil 5*a*, ohne Sohlengewölbe und Wasserleitungsröhren zur Herstellung des Ringes 12*c* . . . . . Curr.-M.	5·1	971	27	4953	47		
Nach Profil 3*b*, erste Herstellung der Ringe 12 und 12*a* „ „	11·4	730	83	8331	46		
Mauerwerk unter der Normallinie des Profiles Fig. 9 . . Kub.-M.	852·6	12	67	10802	44		
Mauerwerk für die Verstärkung des thalseitigen Widerlagers im erweiterten Ausbruche, in Stollen und Schächten . . Kub.-M.	1106·0	11	08	12254	48		
Abdeckung des Widerlagers der Ringe 12, 12*a* und 12*c* mit Cement . . . . . □M.	142·9	1	50	214	35		
Trockenmauerwerk zum Ausschlichten der Widerlagerstollen. Kub.-M.	947·0	1	11	1051	17		
Aushub im erweiterten Ausbruche der Stollen und Schächte zur Herstellung der Widerlager-Verstärkungen . . . . . Kub.-M.	2905·2	6	33	18389	92		
Verschiedene Pflasterungen . . . . . Zusammen	.	.	.	300	00	736995	42
Tunnelnischen . . . . . Stück	5	232	00	1160	00	1160	00
Wasserleitung ausserhalb des Tunnels — Leitungsröhren . Curr.-M.	13·0	27	17	353	21		
Tunneldohlen . . . . . Stück	2	Zusammen	.	677	00	1030	21
Ausmauerung der diversen Sondirungsstollen und Schächte. Pauschale	.	.	.	4024	00	4024	00
Gesammtkosten des Tunnels exclusive der Kosten für die Reconstruction der Strecke *B*, Fig. 1	.	.	.	.	.	**770109**	**63**
Kosten für die Reconstruction der Tunnelstrecke *B*.							
Erdarbeiten. Abgrabung über dem Tunnel behufs Entlastung. Kub.-M.	78950·0	0	82	64739	00		
Herstellung einer Baracke	.	.	.	1350	00	66089	00
Innerer Tunnel. Pauschale für Steinlagerplätze und verschiedene Anlagen	.	.	.	2000	00		
Erhaltung und Nachkeilen der Traggestelle	.	.	.	7063	00		
Lieferung u. Aufstellung von Traggestellen älterer Construction. Stück	28	190	00	5320	00		
Lieferung und Aufstellung von Traggestellen sammt den erforderlichen Spannriegeln, Schalhölzern etc. . . . . Stück	6	204	00	1224	00		
Traggestelle der neueren Construction sammt Untermauerung „	98	294	00	28812	00		
Traggestelle der neueren Construction sammt den erforderlichen Spannriegeln, Schalhölzern etc. . . . . Stück	22	303	00	6666	00		
Diverse Einbrüche durch's Widerlager und Gewölbe . . . . Stück	20	16	00	320	00		
Ausbruch für die Betriebsstollen u. Widerlager-Verstärkungen. Kub.-M.	1610·5	6	33	10194	47		
Abtragen des alten Gewölbes und Widerlagsmauerwerkes, Ausbruch für das nach Fig. 28 herzustellende neue Profil und für das Verstärkungsmauerwerk sammt Holzeinbau der Ausbrüche und des Firststollens, einschliesslich der Verführung des Materials. Kub.-M.	7263·0	8	55	62098	65		
Unregelmässiges Mauerwerk zur Verstärkung der Widerlager, zur Aufmauerung des Gewölbes und Ausfüllung des Firststollens. Kub.-M.	5905·2	15	20	89759	04		
Neuherstellung des Gewölbes und des Widerlager-Mauerwerkes aus Granitquadern . . . . . Kub.-M.	2125·3	67	41	143266	47		
Trockenmauerwerk zum Ausbaue der Betriebsstollen nach Vollendung sämmtlicher Tunnelarbeiten . . . . . Kub.-M.	473·7	1	11	525	81		
Diverse Regie- und Transportkosten	.	.	.	5920	00	363169	44
Fluss- und Uferschutzbauten waren veranschlagt im Gesammtbetrage von	.	.	.	34373	00	34373	00
Gesammtkosten der Reconstruction der Strecke *B*	.	.	.	.	.	**463631**	**44**

Die Reconstruction der $102 \cdot 4^m$ langen Strecke bei B hat, abgesehen von den Erdarbeiten, Fluss- und Uferschutzbauten, die Summe von fl. 363.169.44 erfordert, was einem Preis von fl. 3536.81 per 1 Currentmeter entspricht.

Die Mehrkosten der Arbeit bei B gegenüber jenen bei A sind hauptsächlich in dem Umstande begründet, dass bei ersterer auf den Bahnbetrieb Rücksicht genommen werden musste, was bei der letzteren nicht der Fall war. Auf der Strecke B betragen die Kosten der Bogenrüstung allein sammt deren Erhaltung per 1 Currentmeter fl. 479.—.

Ueber die rotirende Differenzial-Bremse

und deren Anwendung bei Fallhämmern und bei Walzwerken mit Wechseldrehung

und

Beschreibung eines ausgeführten

Fallhammers mit 250^{kg} Fallgewicht

mit rotirender Differenzial-Bremse.

(Vorträge, gehalten in der Fachversammlung der Maschinen-Ingenieure am 25. October 1876, 3. Jänner und 21. März 1877.)

Von

Josef Pechan,

Maschinen-Ingenieur, Professor an der k. k. Staatsgewerbeschule in Reichenberg.

(*Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 11.*)

I. Die rotirende Differenzial-Bremse.

Es ist nicht meine Absicht, eine Theorie der Differenzial-Bremse entwickeln zu wollen; ich will nur auf eine besondere Eigenschaft derselben aufmerksam machen, vermöge welcher sie ausser in den hier in Betracht kommenden Fällen wohl noch manchmal mit besonderem Vortheile zur Anwendung kommen kann.

Es ist dies die besondere Eigenschaft der Differenzial-Bremse, sich beim Eintritte gewisser Umstände selbst bis zum Bruche selbstthätig zu spannen.

Bekanntlich gilt für die Differenzial-Bremse, wie sie in Fig. 1 skizzirt ist, wenn T die der zu bremsenden Last Q entgegengesetzt gerichtete und t die dieser Last gleich gerichtete Spannung der Enden des Bremsbandes bezeichnet:

$$T = t . e^{f\alpha} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 1),$$

wobei f den Reibungs-Coëfficienten zwischen dem Bremsbande und der Bremsscheibe und α den von dem Bremsbande umspannten Winkel im Bogenmaasse für den Halbmesser gleich der Einheit gemessen bezeichnet.

Ferner gilt für die Bremsung der Last Q, wenn ρ den Halbmesser der Trommel, auf welcher diese Last aufgewunden wurde, und R den Halbmesser der Bremsscheibe bezeichnen, die Gleichung:

$$Q\rho + tR = TR \quad \ldots\ldots\ldots \quad 2).$$

Endlich muss für den Gleichgewichtszustand am Winkelhebel $a\,b$, wenn P die am Hebel L in der durch den Pfeil angedeuteten Richtung wirkende äussere Kraft bezeichnet, die Gleichung

$$PL + Ta = tb \quad \ldots\ldots\ldots \quad 3)$$

bestehen, wobei $a \perp T$ und $b \perp t$ gerichtet sind.

Die Auflösung der Gleichung 3) ergibt für P den Werth:

$$P = \frac{tb - Ta}{L} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 4).$$

Man begnügte sich nun stets damit, aus den Gleichungen 1) und 2) bei gegebener Last Q und der Construction angepassten Werthen für ρ und R die Spannungen T und t und diesen entsprechend nach den Regeln der Festigkeitslehre die Stärke des Bremsbandes und des Bremshebels sammt dessen Bolzen zu rechnen, wobei man das Hebelverhälniss $\left(\frac{b}{a}\right)$ so wählte, dass die Gleichung 4) für P einen annehmbaren Werth ergab.

Man hat sich aber bisher meines Wissens noch nirgends darüber Rechenschaft gegeben, wie denn eigentlich die Spannungen T und t in den Bremsband-Enden entstehen. Man führte aber als speciellen Fall der Differenzial-Bremse jene vor, in welcher der Gleichgewichtszustand am Bremshebel ohne die Einwirkung einer äusseren Kraft, also für

$$P = 0$$

stattfindet.

In diesem Falle ergibt die Gleichung 3):

$$Ta = tb,$$

woraus mit Rücksicht auf die Gleichung 1)

$$\frac{b}{a} = \frac{T}{t} = e^{f\alpha}$$

folgt. Substituirt man den hieraus erhaltenen Werth

$$T = \frac{b}{a}\, t$$

in die Gleichung 2), so erhält man für die Spannung t den Werth

$$t = \frac{\rho}{R\left(\frac{b}{a} - 1\right)} . Q \quad \ldots\ldots \quad 5).$$

Es entsteht nun die Frage: Wieso wird denn die Spannung t des Bremsbandes so gross als es die Gleichung 5) verlangt, wenn keine äussere Kraft auf den Bremshebel einwirkt?

Diese Spannung t kann nur durch Einwirkung einer äusseren Kraft auf den Bremshebel entstehen, z. B. dadurch, dass man momentan am Hebelarme $L = b$ wirklich mit der Kraft

$$P = t = \frac{\rho}{R\left(\frac{b}{a} - 1\right)} . Q$$

activ einwirkt. Denn würde man dies nicht thun, so würde die so erhaltene Differenzial-Bremse überhaupt nicht functioniren, was sich mit Zuhilfenahme der Gleichung 5) leicht nachweisen lässt.

Setzt man der Kürze halber den Coëfficienten der Gleichung 5)

$$\frac{\rho}{R\left(\frac{b}{a} - 1\right)} = \mu,$$

also

$$t = \mu . Q \quad \ldots\ldots\ldots \quad 5')$$

und bezeichnet mit K eine Zahl, welche kleiner als die Einheit ist, so wird, wenn man mit der Kraft

$$P_1 = t_1 = Kt$$

am Hebelarme $L = b$ in der Richtung des Pfeiles von P der Fig. 1 von aussen momentan activ einwirkt, sofort das an b angehängte Ende des Bremsbandes mit

$$t_1 = Kt$$

gespannt werden, welche Spannung sich durch den Winkelhebel $a\,b$

auf das zweite Ende des Bremsbandes überträgt und dort die Spannung

$$T_1 = \frac{b}{a}\, t_1 = K \,.\, \frac{b}{a} \,.\, t$$

hervorruft. Die Substitution dieser Werthe in die Gleichung 2) aber zeigt, dass mit diesen Spannungen t_1 und T_1 der Bremsband-Enden nur eine Last

$$Q_1 = K\,Q,$$

also nur ein Theil der Last Q gebremst werden kann, dass also unter dieser Voraussetzung die Bremse ihren Dienst versagt.

Dasselbe zeigt auf den ersten Blick die Gleichung 5'), da μ eine von K unabhängige Constante bezeichnet. Multiplicirt man diese Gleichung beiderseits des Gleichheitszeichens mit K, so erhält man

$$K\,t = \mu \,.\, K \,.\, Q,$$

und wegen $K\,t = t_1$ sofort $K\,Q = Q_1$, also:

$$Q_1 = K \,.\, Q.$$

Wird vollends die genannte von aussen einwirkende momentane Kraft $P_1 = 0$, also $t_1 = 0$, das heisst $K = 0$ angenommen, so wird sofort

$$Q_1 = 0$$

und es kann überhaupt von einem Bremsen nicht mehr die Rede sein.

Dieser specielle Fall der Differenzial-Bremse wurde also bisher nur sehr unvollständig aufgefasst, indem bei demselben mit Zugrundelegung der Bedingung für den Gleichgewichtszustand nicht nur nicht

$$P = 0,$$

sondern momentan wirkend

$$P = t\,\frac{b}{L}$$

und für $L = b$

$$P = t = \mu\,Q$$

sein, also eine der zu bremsenden Last direct proportionale momentane Kraft von aussen activ einwirken müsste, um die Differenzial-Bremse zur Wirkung zu bringen. Er hatte aus diesem Grunde für die Praxis ausser als Handbremse nur einen sehr zweifelhaften Werth.

Ich war nicht wenig überrascht, als ich bei dem durch Herrn Carl Pfaff veranlassten und eifrig verfolgten Studium auf diese Wahrheit stiess, bei welchem es sich darum handelte, die Differenzial-Bremse als selbstthätig wirkende Bremse im Werkzeug-Maschinenbau einzuführen.

Diese sehr unvollständige Auffassung findet aber darin ihren Grund, dass man bisher nur den Endzustand der Differenzial-Bremse in's Auge gefasst hat, in welchem bereits die Spannungen T und t der Bremsband-Enden die der zu bremsenden Last Q entsprechenden Grössen erreicht haben, wie sie der Gleichung 5) genügen, in welchem Falle allerdings keine Kraft mehr von aussen einzuwirken hat, um das System im Gleichgewichte zu erhalten. Man hat eben in dieser Beziehung unberücksichtigt gelassen, dass die lose Bremse ein kinematisches Elementenpaar, und zwar ein Drehkörperpaar ist, dessen beide Elemente: Hohlform gleich Bremsband und Vollform gleich Bremsscheibe ungehindert gegen einander Drehbewegungen machen können, dass dagegen die angezogene Bremse eine kinematische Kette in ihrer Todtlage ist*); dass es daher zuerst nöthig ist, das kinematische Elementenpaar in die kinematische Kette überzuführen und diese in ihre Todtlage zu bringen, wodurch erst der Zustand geschaffen ist, für welchen die Gleichungen 3), resp. 4) gelten, welcher bisher einzig und allein in's Auge gefasst wurde.

Von diesem Gesichtspuncte ausgehend erscheint aber die Differenzial-Bremse in einem ganz neuen Lichte und gewinnt insbesondere derjenige specielle Fall derselben, in welchem die nach Gleichung 4) für den Gleichgewichtszustand erforderliche äussere Kraft negativ wird, also

$$P < 0$$

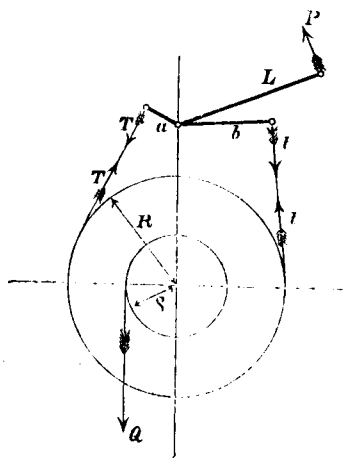
ist, von dem man bisher nicht recht gewusst hat, was damit anzufangen ist, hohen Werth für die Praxis. Dieser Fall tritt ein, wenn die Hebellängen a und b so gewählt werden, dass das Verhältniss $\left(\frac{b}{a}\right)$ kleiner ist als der Coëfficient $e^{f\alpha}$, dass also

$$\frac{b}{a} < e^{f\alpha}$$

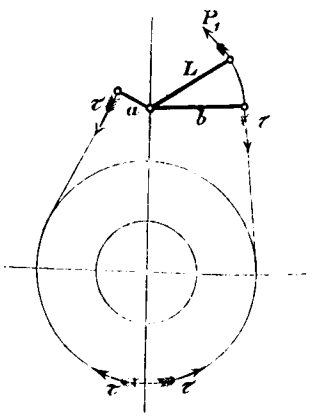
stattfindet, und gibt eine Bremse, welche sich selbstthätig weiter spannt, sobald das Bremsband durch die Einwirkung einer momentanen äusseren Kraft, welche nur so gross zu sein braucht, dass sie die Steifigkeit des Bremsbandes überwindet, so weit gespannt wird, dass es an der Bremsscheibe anliegt, sobald also überhaupt Reibung zwischen Bremsband und Bremsscheibe eintritt, was sich auch auf elementarem Wege leicht nachweisen lässt.

Spannt man nämlich das Bremsband mit einer momentanen Kraft P_1, welche nur so gross ist, dass sie die Steifigkeit des Bremsbandes überwindet und dieses zur festen Anlage an die Bremsscheibe bringt, so wird, wenn diese Kraft P_1 am Hebel-

Figur 1.



Figur 2.



arme $L = b$ wirkt, zunächst das Bremsband (Fig. 2) in seiner ganzen Länge die gleiche Spannung τ erleiden, und es wird sein:

$$P_1\,b + \tau\,a = \tau\,b \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\; 6),$$

woraus bei angenommener, der Steifigkeit des Bremsbandes entsprechender Anfangsspannung τ die zur Erzielung derselben nöthige momentane Kraft

$$P_1 = \left(\frac{b-a}{b}\right)\tau \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\; 6')$$

und umgekehrt bei gegebener, die Steifigkeit des Bremsbandes überwiegender Kraft P_1 die durch dieselbe hervorgerufene Spannung

$$\tau = \frac{b}{(b-a)} \,.\, P_1$$

erhalten wird. Vermöge der Einwirkung der zu bremsenden Last Q (Fig. 3) wird sich aber sofort, und zwar ohne die weitere Ein-

*) Siehe Reuleaux, „Theoretische Kinematik", Seite 452.

wirkung der Kraft P_1 zu erfordern, welche deshalb in Fig. 3 hinweggedacht ist, eine Veränderung in der Spannung der beiden Enden des Bremsbandes einstellen, indem durch die Reibung der, der Last Q folgenden Bremsscheibe an dem gespannten Bremsbande das an den Hebelarm a angehängte Ende des letzteren sofort aus der Spannung τ in jene

$$T_1 = \tau . e^{f\alpha} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 7)$$

übergeht, welche wegen $e^{f\alpha} > 1$, was hier stets vorausgesetzt sein soll, grösser als τ ist. Hiedurch ist aber das Gleichgewicht am Bremshebel gestört, und es muss der vergrösserten Spannung T_1 am Hebelarme a gegenüber nun auch eine grössere Spannung t_1 am Hebelarme b auftreten, welche sich auch ohne weiters von selbst einstellt, indem augenblicklich (Fig. 4) die Gleichung:

$$T_1 \, a = t_1 \, b$$

oder

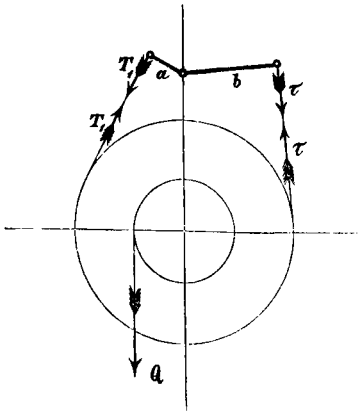
$$t_1 = \frac{a}{b} . T_1$$

stattfindet, welche mit Rücksicht auf Gleichung 7) in jene

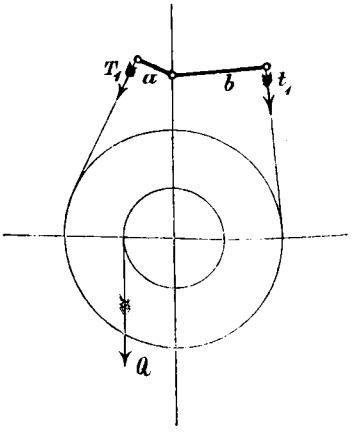
$$t_1 = \tau . \frac{a}{b} . e^{f\alpha} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 8)$$

übergeht. Vermöge der fortdauernden Einwirkung der zu bremsenden Last Q wird sich aber in diesem Spannungszustande

Figur 3.



Figur 4.



sofort wieder eine Veränderung einstellen, indem durch die Reibung zwischen Bremsband und Bremsscheibe die Spannung T_1 in jene

$$T_2 = t_1 \, e^{f\alpha}$$

(Fig. 5) übergeht, welche mit Rücksicht auf Gleichung 8) auch durch

$$T_2 = \tau . \frac{a}{b} . e^{2f\alpha} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 9)$$

ausgedrückt wird. Dieses Spiel der Spannungsänderung wird sich so weiter fortsetzen, es wird t_1 übergehen in

$$t_2 = \frac{a}{b} . T_2 ,$$

oder mit Rücksicht auf Gleichung 9) in

$$t_2 = \tau . \left(\frac{a}{b}\right)^2 . e^{2f\alpha} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 10),$$

welche in der vorbeschriebenen Weise wieder an der Stelle von T_2 die Spannung

$$T_3 = t_2 . e^{f\alpha} = \tau . \left(\frac{a}{b}\right)^2 . e^{3f\alpha}$$

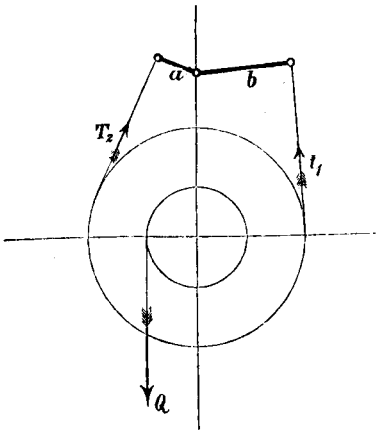
hervorruft, der wieder an der Stelle von t_2 die Spannung

$$t_3 = \frac{a}{b} . T_3 = \tau \left(\frac{a}{b}\right)^3 e^{3f\alpha}$$

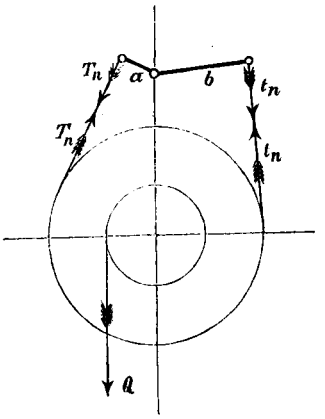
folgt u. s. f., bis endlich am Hebelarme b (Fig. 6) die Spannung des Bremsbandes

$$t_n = \tau . \left(\frac{a}{b}\right)^n e^{nf\alpha} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 11)$$

Figur 5.



Figur 6.



wird, bei welcher der noch nicht abgebremste Theil der Last Q nicht mehr ausreicht, um am anderen Hebelarme a die Spannung des Bremsbandes

$$T_n = t_n . e^{f\alpha}$$

zu erzeugen, sondern dort nur mehr die Spannung

$$T_n = k . t_n . e^{f\alpha} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 12)$$

hervorruft (wobei $k < 1$ ist) und damit vollständig abgebremst ist. In diesem Augenblicke weist die Bremse ganz andere Spannungen auf, als sie den Gleichungen 1') bis 4) entsprechen; es befindet sich nämlich das mit t_n gespannte Ende des Bremsbandes gegen das mit T_n gespannte in dem Zustande der Ueberspannung. Erst in diesem Augenblicke tritt das Gleichgewicht im ganzen Systeme ein, für welches die Gleichungen

$$T_n . a = t_n . b \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 13),$$

$$Q \rho + t_n R = T_n R \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 14)$$

Giltigkeit haben.

Die Bremse, welche blos durch die Einwirkung der geringen momentanen Kraft

$$P_1 = \frac{b - a}{b} . \tau \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 6')$$

angezogen wurde (welche nichts mit der nach Gleichung 4) für den Gleichgewichtszustand erforderlichen Kraft P gemein hat, ja dieser sogar geradezu entgegengesetzt gerichtet ist), hat sich also unter der Einwirkung der Last Q von selbst gespannt, sie hat — nachdem einmal der Zustand der Gleichung 6) geschaffen war — selbstthätig den Zustand der Gleichung 13) und 14) herbeigeführt.

Diese Bremse lässt aber auch eine grösser werdende Last nicht mehr los, mag diese selbst in's Unendliche wachsen, vorausgesetzt, dass nicht schon früher ein Bruch der Bremse eintritt; denn es wurde bei Begründung der Gleichungen 12), 13) und 14) nirgends die Grösse von Q beschränkt, daher diese Gleichungen auch bei wachsender Last Q im Augenblicke des Gleichgewichtszustandes wieder zu Stande kommen.

Sie besitzt also die Eigenschaft, sich bis zum Bruche selbstthätig zu spannen.

Selbstverständlich behält sie diese Eigenschaft auch dann, wenn die nach Gleichung 6') zur Ueberwindung der Steifigkeit des Bremsbandes erforderliche Kraft P_1 eine constant wirkende ist. In letzterem Falle tritt der Zustand der Gleichungen 13)

und 14) noch etwas rascher ein, indem sich, wenn man P_1 am Hebelarme $L = b$ mit in Rechnung zieht, statt der Gleichung 11)

$$\left.\begin{array}{l} t_n = \tau . \left(\frac{a}{b}\right)^n e^{nf\alpha} + \tau \frac{b-a}{b} \\ \left[\left(\frac{a}{b}\right)^{n-1} . e^{(n-1)f\alpha} + \left(\frac{a}{b}\right)^{n-2} . e^{(n-2)f\alpha} + \ . \ . \ . \ \frac{a}{b} . e^{f\alpha} + 1\right] \end{array}\right\} \quad . \ 15)$$

ergibt. In dieser Gleichung 15) aber braucht n nicht so gross zu sein als in jener 11), um denselben Werth für die den Gleichungen 13) und 14) entsprechende Grösse der Spannung t_n zu ergeben; ein kleiner werdendes n aber deutet das raschere Wirken der Bremse an.

Aus der Gleichung 15) ist aber auch noch zu ersehen, dass bei constant wirkender Kraft P_1 (von welcher nach wie vor vorausgesetzt wird, dass sie nur so gross zu sein braucht, um die Steifigkeit des Bremsbandes zu überwinden) die selbstthätige Spannung der Differenzial-Bremse auch dann noch vorhanden ist, wenn

$$\frac{b}{a} = e^{f\alpha} \text{ ist.}$$

Substituirt man nämlich in dieselbe

$$\frac{a}{b} . e^{f\alpha} = 1,$$

so erhält man

$$t_n = \tau + \tau . \frac{b-a}{b} . n \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ 16),$$

also bei hinreichend grossem n

$$t_n > \tau,$$

und es wird sich daher auch in diesem Falle von selbst der Zustand der Gleichungen 13) und 14) einstellen, nur wird dies viel später eintreten, als in den beiden vorhergenannten Fällen, indem hier n viel grösser sein muss, um denselben Werth für t_n zu ergeben, welcher für den endlichen Gleichgewichtszustand erforderlich ist. Dieser Fall liefert deshalb eine viel träger wirkende Bremse.

Bezüglich der in die Gleichung 12) eingeführten Grösse k ergibt der Vergleich mit der Gleichung 13)

$$k = \frac{\left(\frac{b}{a}\right)}{e^{f\alpha}} \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ 17),$$

woraus sich für

$$\frac{b}{a} < e^{f\alpha}$$

stets $k < 1$ ergibt, was mit der oben gemachten Voraussetzung übereinstimmt. Für

$$\frac{b}{a} = e^{f\alpha}$$

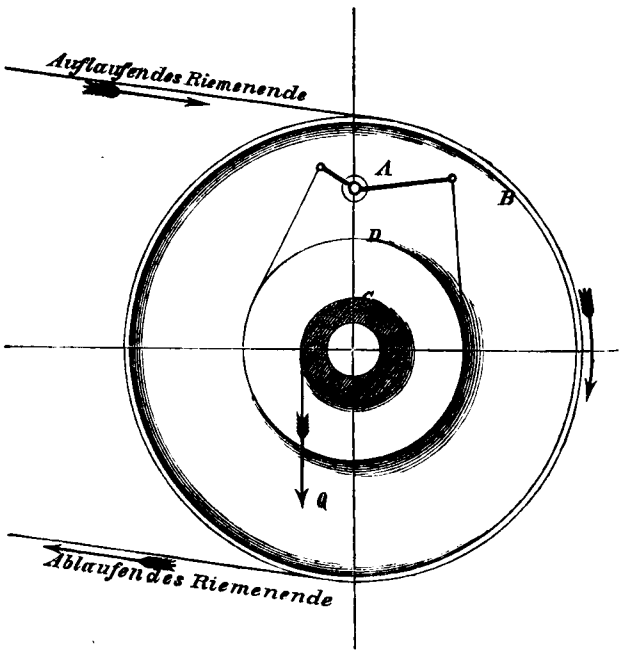
ergibt sich hieraus $k = 1$.

Befestigt man den Drehpunct A des Bremshebels an einer Scheibe B (Fig. 7), welche um die Achse der Trommel C, an welcher die Last Q hängt, lose drehbar ist, so ist man durch Umdrehung dieser Scheibe (z. B. mittelst eines auf dieselbe gelegten Riemens, wie in Fig. 7 angedeutet ist) in der Richtung, in welcher das lange Hebel-Ende der Differenzial-Bremse dem kurzen Hebel-Ende vorauseilt, in der Lage, mit Hilfe der Bremse die Last Q emporzuwinden.

Hiebei rotirt die Bremse um die Trommelachse und ist also zur rotirenden Differenzial-Bremse geworden.

Die zur Ueberwindung der Steifigkeit des Bremsbandes erforderliche Kraft P_1 kann in sehr einfacher Weise durch die

Figur 7.



Centrifugalkraft des Bremshebels erreicht werden; man braucht zu diesem Zwecke nur den Hebelarm b hinreichend schwer zu machen.

Im Vorstehenden wurde gezeigt, dass die durch die Gleichung 4) bestimmte Kraft P beim Spannen der Bremse gar nicht in Betracht kommt, dass sich vielmehr die Differenzial-Bremse, welche die Verhältnisse

$$\frac{b}{a} < e^{f\alpha}$$

aufweist, unter Einwirkung einer momentanen Kraft, jene mit

$$\frac{b}{a} = e^{f\alpha}$$

unter Einwirkung einer constanten Kraft (welche in beiden Fällen nur so gross zu sein braucht, dass sie die Steifigkeit des Bremsbandes überwindet, und das Bremsband nur so weit spannt, dass es an der Bremsscheibe anliegt) selbstthätig spannt.

Etwas Anderes aber als das Spannen der Bremse ist das Lösen derselben. Um die sich selbstthätig spannende Differenzial-Bremse zu lösen, ist am Hebelarme L (Fig. 1) wirkend eine Kraft P erforderlich, zu deren Ermittlung erst die gewöhnlich für den Gleichgewichtszustand der Differenzial-Bremse abgeleitete Gleichung 4) in Betracht kommt. Hiebei wird erst durch diese der Kraft P_1 entgegengesetzt gerichtete Kraft P die kinematische Kette aus ihrer Todtlage geführt, wobei die Last Q einen Augenblick überwunden werden muss, bis vollends der Zusammenhang der kinematischen Kette wieder aufgehoben ist und Bremsband und Bremsscheibe wieder nur ein kinematisches Elementenpaar (Drehkörperpaar) bilden.

Die Grenze der hiezu erforderlichen Kraft ist es, was als P in der Gleichung 4) erscheint.

II. Anwendung der rotirenden Differenzial-Bremse bei Fallhämmern.

Fallhämmer eignen sich bekanntlich vor allen anderen Werkzeugmaschinen am besten zur Herstellung von Artikeln aus Eisen, Stahl und Metall, welche in grosser Menge benöthigt werden,

und es erscheint durch die immer mehr hervortretende Wichtigkeit der Einführung mechanischer Hilfsmittel für diesen Zweck, durch welche es allein ermöglicht ist, die Arbeitsstücke mit der erforderlichen Genauigkeit billig herzustellen, von Wichtigkeit, den Verbesserungen an Fallhämmern besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden.

Eine solche Verbesserung ist bei den durch Riemen betriebenen Fallhämmern, bei welchen das Fallgewicht durch einen auf eine Spuhle aufgewickelten Riemen emporgehoben wird, durch die Anwendung der rotirenden Differenzial-Bremse geboten.

Stellt nämlich in Fig. 7 C die Spuhle vor, auf welche der Riemen aufgewickelt werden soll, an dem das Fallgewicht Q hängt, und ist diese mit der Bremsscheibe D fest verbunden, so ist nach dem im Vorstehenden über die rotirende Differenzial-Bremse Gesagten klar, dass der Fallbär in die Höhe gehoben wird, sobald über die Riemenscheibe B, an welcher der Drehpunct A des Bremshebels der Differenzial-Bremse befestigt ist, ein Riemen gespannt ist, welcher dieselbe zwingt, in der Richtung des Pfeiles, d. i. in derjenigen Richtung zu rotiren, in welcher das lange Hebel-Ende der Differenzial-Bremse dem kurzen Hebel-Ende vorauseilt.

Ist das Fallgewicht hoch genug gehoben, so wird die Differenzial-Bremse gelöst, was auf mechanischem Wege durch das Fallgewicht selbst leicht bewerkstelligt werden kann, wonach letzteres frei herabfällt und auf die Gesenke aufschlägt.

Wird in diesem Augenblicke eine zweite der genannten entgegengesetzt wirkende Differenzial-Bremse angezogen, deren Bremsscheibe ebenfalls mit der Spuhle C fest verbunden ist, so wird diese in dem Sinne weiter rotiren, in welchem sie durch das niedergehende Fallgewicht in Umdrehung versetzt wurde, und es wird das Fallgewicht sofort wieder aufwärts bewegt. Hiebei wird einerseits die beim Fallen des Hammerbärs in der Spuhle angesammelte Arbeit sofort wieder zum Heben desselben verwendet, da die Spuhle in diesem Augenblicke ihre Bewegungsrichtung beibehält, andererseits aber wird der Hammerbär dadurch, dass er gleich nach dem Aufschlagen auf die Gesenke wieder empor gezogen wird, verhindert, einen zweiten Schlag, den sogenannten Rückschlag zu machen. Letzteres aber ist von hoher Wichtigkeit, indem darin der grosse Vorzug begründet ist, welchen Fallhämmer anderen Hämmern gegenüber besitzen. Woher der Rückschlag kommt, ist allgemein bekannt, und ebenso, dass er beim Ausschlagen von Gegenständen im kalten Zustande am bedeutendsten und zugleich am gefährlichsten ist, weil der Rückschlag die Arbeit des Hauptschlages verdirbt.

Mit der rotirenden Differenzial-Bremse versehene Fallhämmer entsprechen daher vollständig den an sie in dieser Beziehung gestellten Anforderungen, und es kommt nur noch darauf an, die Ausrückung und Spannung derselben in passender Weise selbstthätig zu bewerkstelligen.

In der vorgeschriebenen Art wurden zwei nach entgegengesetzter Richtung rotirende Differenzial-Bremsen im vorigen Jahre von der Ottakringer Eisengiesserei und Maschinenfabrik bei einem Fallhammer mit 250^{kg} Fallgewicht zur Ausführung gebracht, deren Details weiter unten bei der Beschreibung dieses Fallhammers selbst vorgeführt sind.

Im Allgemeinen kann von der rotirenden Differenzial-Bremse gesagt werden, dass sie eine vollkommen geräuschlos wirkende Kupplung gibt, und es mag daher hervorgehoben werden, dass dieselbe bei richtiger Auffassung ausser in dem eben angeführten und dem im Folgenden beschriebenen Falle noch manchmal mit Vortheil verwendbar sein dürfte.

III. Anwendung der rotirenden Differenzial-Bremse bei Walzwerken mit Wechseldrehung.

Das Studium des auch für Maschinen-Ingenieure sehr werthvollen Werkes: „Die Hüttenwesens-Maschinen“, von Julius Ritter von Hauer, Professor an der k. k. Berg-Akademie zu Leoben, welches in dem Capitel „Walzwerke“ die für Walzwerke mit Wechseldrehung angewendeten Kupplungen ausführlich behandelt, machte mich mit einer weiteren Anwendung der rotirenden Differenzial-Bremse bekannt.

Es erscheint mir angezeigt, hier auf eine Besprechung derselben einzugehen, da dieselbe vereinzelt dasteht und nur die Selbstspannung, nicht aber die selbstthätige Spannung der Differenzial-Bremse ausnützte, da sich ferner die Angabe der Bedingungen, an deren Erfüllung das selbstthätige Spannen der Differenzial-Bremse, nach dem im vorhergehend Gesagten geknüpft ist, weder in dem genannten Werke noch in den dort citirten Quellen vorfinden, und deshalb die praktische Ausführung in solchen Fällen der Anwendung bei richtiger Auffassung der rotirenden Differenzial-Bremse wohl noch mancher Verbesserung fähig sein dürfte.

Bei der in Rede stehenden Ausführung, welche in Fig. 8 bis 11 auf Tafel 11 nach der „Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure“ (1872, Band 16, Seite 702) dargestellt ist, sind ebenfalls zwei nach entgegengesetzter Richtung wirkende rotirende Differenzial-Bremsen in Anwendung gebracht, nur mit dem Unterschiede, dass hier die nach entgegengesetzter Richtung rotirenden Bremsscheiben die Bewegung einleiten, die Drehbolzen der Bremshebel aber an Mitnehmern angebracht sind, welche die rotirende Bewegung weiter übertragen, und dass der Druck, welcher durch die Spannung der Bremsband-Enden auf den Bolzen des Bremshebels entsteht, hier durch einen eingelegten Gleitklotz direct auf die Bremsscheiben übertragen wird. Im Folgenden ist die Beschreibung derselben in Kürze nach Professor v. Hauer mit Rücksicht auf die Bezeichnungen der Fig. 8 bis 11 gegeben.

„Von Napier wurde die durch Fig. 10 und 11 im Längenschnitt und im Querschnitt nach $v\,w$ dargestellte auf dem Princip der Differenzial-Bremse beruhende Kupplung ausgeführt.

Sie besteht aus zwei Rädern K und L, welche in der gewöhnlichen Art entgegengesetzte Drehung erhalten; das Rad K ist auf der Walzenwelle W lose aufgeschoben, das andere L auf der Welle W_1 aufgekeilt. Die Mitnehmer B und B_1 sind auf der Walzenwelle W fest; um nun der Walzenwelle die eine oder die andere Drehung zu ertheilen, wird der Mitnehmer B_1 mit der Welle W_1 oder jener B mit dem Rade K in Verbindung gesetzt. Zu diesem Zwecke sind auf der verlängerten Nabe von K und am Ende der Welle W_1 Bremsscheiben $D\,D_1$ aufgekeilt und um diese Bänder gelegt, welche mit den an den Mitnehmern festen Zapfen $A\,A_1$ in Verbindung stehen; wird das eine oder das andere Band angezogen, so ist die gewünschte Verbindung hergestellt.

Zum Anziehen der Bänder dient der auf einer Keilnuth auf den Mitnehmern verschiebbare Ring r_1, an welchen sich zwei Winkelhebel $H\,H_1$ anschliessen, deren Drehungsachsen sich an den Mitnehmern befinden, während ihre horizontalen Arme mit den Bremsbändern verbunden sind. Der Ring r_1 kann durch eine in die Nuth desselben eingelegte Gabel, an deren Welle sich ein

Zahnsector befindet, gegen die rechte oder linke Seite bewegt werden. Erfolgt z. B. die Verschiebung gegen die rechte Seite, so wird das links befindliche Bremsband, welches bei der gezeichneten Stellung den unteren Theil der Bremsscheibe D umfasst, angezogen, daher der Mitnehmer und die Walzenwelle durch das Rad K gedreht, wobei sich der Ring r_1 innerhalb der zu seiner Verschiebung dienenden Gabel, sowie das andere Bremsband mitdreht und in dem letzteren die Bremsscheibe D_1 nebst W_1 leer nach umgekehrter Richtung rotirt.

Bei Verschiebung des Ringes r_1 nach der linken Seite dagegen wird der Mitnehmer B_1 von der Bremsscheibe D_1 mittelst des zugehörigen Bandes, daher die Welle W in gleichem Sinne mit der Welle W_1 gedreht.

Die Anordnung der Bremse zeigt der Durchschnitt Fig. 11, in welchem W die Welle, Z die Nabe des Zahnrades K, D die Bremsscheibe und J das Bremsband ist. Letzteres steht durch zwei Gelenke FG mit dem Bremshebel p in Verbindung, dessen Drehpunct der am Mitnehmer B feste Zapfen A (Fig. 8—9) bildet. Zahnrad und Bremsscheibe rotiren in der Richtung des Pfeiles; wird nun auf die früher beschriebene Weise mittelst der Stange i das Bremsband-Ende aufwärts gedrückt, so entsteht dadurch eine Reibung desselben gegen die Bremsscheibe, es stellt sich in dem Gelenke G eine geringere, in F eine grössere Spannung her, welche in dem bekannten Verhältnisse stehen, und da der Bremshebel p um A drehbar ist, sich selbstthätig so lange steigern, bis das Bremsband, daher auch die Welle mitgenommen wird.

Zwischen dem Bremshebel p ist endlich noch der Backen q eingelegt, welcher von der Resultirenden der Spannungen in F und G an die Bremsscheibe gedrückt wird, daher wesentlich zur Vergrösserung der Reibung beiträgt, und den Zapfen A von den genannten Spannungen entlastet, daher A nur den zur Uebertragung der Arbeit erforderlichen Druck fortpflanzt. Der Bremshebel p muss jedoch, damit dieser Zweck erreicht werde, mit etwas Spielraum auf dem Zapfen A sitzen.

Vom mechanischen Standpuncte aus ist diese Kupplung gut zu empfehlen, sie gewährt besonders den Vortheil, dass das Anziehen selbstthätig erfolgt. Nur anfangs muss man mittelst der Stellvorrichtung die Stange i aufwärts drücken, dann wird i selbstthätig nachgezogen, und man hat blos diesem Zuge durch fortgesetzte Bewegung der Stellvorrichtung so lange nachzugeben, bis das Mitnehmen erfolgt; von da ab bleibt der Apparat sich selbst überlassen. Soferne nur das Bremsband stark genug ist, um die Spannung auszuhalten, und der Reibungs-Coëfficient eine gewisse niedrige Grenze überschreitet, muss die Vorrichtung ihre Wirkung entfalten.

Auch hier ist der Stoss beim Umsteuern vermieden."

Die von Professor v. Hauer als Quelle citirte „Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure" enthält im Bande 16 vom Jahre 1872 auf Seite 703 bis 705 eine von R. R. Werner gegebene Theorie dieser Differenzial-Bremse, welche sich jedoch darauf beschränkt, in bekannter Weise die zur Lösung der Bremse erforderliche Kraft P zu ermitteln, wobei noch die Wirkung des Gleitklotzes q in Rücksicht gezogen wurde. Die dort von R. R. Werner gegebene Berechnung hat jedoch nur die vielleicht zufälliger Wahl entstammenden Dimensionen der in Betracht gezogenen einzigen Ausführung „der Kupplung von Napier in der Anordnung des Butterly-Eisenwerkes" zur Grundlage, und schliesst mit dem Satze:

„Würde sich die Reibung bis zu $\mu = \frac{1}{14}$ vermindern (wobei μ den hier mit f bezeichneten Coëfficienten der gleitenden Reibung zwischen Bremsband und Bremsscheibe bedeutet), so würde P einen negativen Werth annehmen müssen, d. h. eine selbstthätige Sperrung wäre nicht mehr möglich."

Hiebei ist offenbar auf die Möglichkeit der Variation des Hebelverhältnisses

$$\left(\frac{b}{a}\right)$$

am Bremshebel selbst keine Rücksicht genommen, welches doch mit Bezug auf die hier abgeleiteten Gleichungen 13) und 14) auf die Wirkung der in Rede stehenden Differenzial-Bremse von ganz besonderem Einflusse ist.

In der angezogenen Abhandlung von R. R. Werner befindet sich auch noch folgende allgemeine Folgerung:

„Aus dem soeben Gesagten geht hervor, dass die Sperrung, sobald sie eingetreten ist, selbstthätig bleibt, und es einer weiteren Einwirkung des Stellzeuges nicht mehr bedarf. Es ist dies ein grosser Vortheil der Differenzial-Bremsen gegenüber den anderen, bei welchen eine fortdauernde Spannung der Schütze nöthig, daher durch die Reibung eine starke Abnützung unvermeidlich ist. Diese Kupplung verhält sich auch in der Beziehung wie ein Sperrkegel, dass bei einer rückläufigen Bewegung der Treibwelle sich die Bremse von selbst löst."

Ein Rückblick auf die hier gegebene Betrachtung der Differenzial-Bremse zeigt aber sofort, dass diese Folgerung nicht für alle Differenzial-Bremsen, sondern nur für denjenigen speciellen Fall derselben gilt, für welchen

$$\frac{b}{a} < e^{f\alpha}$$

ist. Ebenso kann der Schlusssatz der nach Professor v. Hauer gegebenen Beschreibung:

— „Auch hier ist der Stoss beim Umsteuern vermieden", — nicht a priori hingestellt werden, da sich die grössere oder geringere Stosswirkung der auf der Differenzial-Bremse beruhenden Kupplung nach dem grösseren oder geringeren Werthe von n, wie er den hier abgeleiteten Gleichungen 15) und 16) entspricht, richtet.

Es mag hier erwähnt sein, dass die rotirende Differenzial-Bremse, welche bei dem im Folgenden beschriebenen Fallhammer zur Ausführung kam, und auf welche schon im Vorhergehenden hingewiesen wurde, fast augenblicklich wirkte, trotzdem bei derselben das Hebelverhältniss

$$\left(\frac{b}{a}\right)$$

nur wenig kleiner als $e^{f\alpha}$ gewählt war. Eine fast augenblickliche Wirkung der Kupplung kann aber doch nicht so ganz ohne Stoss eintreten, da doch der ihr entgegengesetzte Widerstand mit einer gewissen Beschleunigung überwunden werden muss.

Es erscheint daher nicht unberechtigt, zu sagen, dass die praktische Ausführung in solchen Fällen der Anwendung, bei richtiger Auffassung der rotirenden Differenzial-Bremse, wohl noch mancher Verbesserung fähig sein dürfte, auch dürfte dieselbe unter dieser Voraussetzung, wie schon früher erwähnt, wohl noch in manchen anderen Fällen mit Vortheil zur Anwendung kommen können.

INSTITUTE LIBRARY

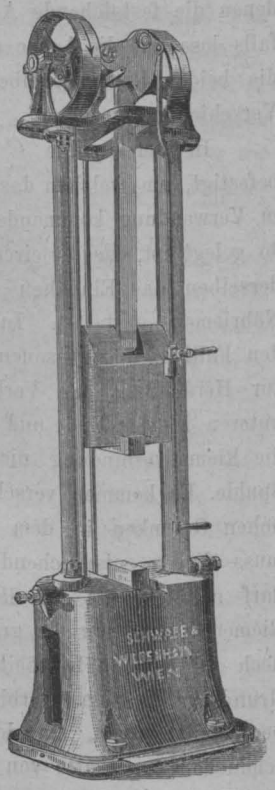
IV. Fallhammer mit 250kg Fallgewicht mit rotirender Differenzial-Bremse.

Der hier in Betracht kommende Fallhammer wurde in seiner ursprünglichen Form von der Maschinenfabrik von Schwabe & Wildenhain in Wien, welche den Bau aller Hämmer, die nicht directen Dampf zu ihrem Betriebe benöthigen, als Specialität pflegt, construirt, und theilweise von dieser Fabrik, theilweise von der Ottakringer Eisengiesserei und Maschinenfabrik ausgeführt.

Demselben wurde das System des 1873 in Wien von der Stiles & Parker Press Comp. in Widdletown, Conn. Amerika, ausgestellten Fallhammers mit 50kg Fallgewicht*) zu Grunde gelegt, welcher seinerzeit durch den Lärm, welchen der auf den Ambos auffallende Hammerbär, sowie die Aus- und Einkupplung der Aufhebevorrichtung verursachten, die Aufmerksamkeit vieler Ausstellungsbesucher auf sich lenkte. Das Wesentliche der Aus- und Einkupplung der Aufhebevorrichtung war dort hinter einer eigenthümlich geformten Platte, die hier die Steuerplatte genannt werden soll, verborgen.

Die Fig. 12 gibt ein perspectivisches Bild dieses und zugleich des in Rede stehenden Fallhammers in seiner ursprünglichen Form; in letzterem Falle wurden nur statt der dort angewendeten Ständer von Schmiedeisen von der Maschinenfabrik von Schwabe & Wildenhain auf Grund ihrer besseren Erfahrungen auf dem Gebiete der Fallhämmer solche von Gusseisen beantragt und auch ausgeführt, wie sie in den Fig. 19 und 20, Blatt 11, dargestellt sind.

Figur 12.



Das Verdienst, das hinter der Steuerplatte des amerikanischen Hammers versteckt gewesene Detail der Umsteuerung, welches auch in vervollkommneter Weise bei dem in Rede stehenden Fallhammer zur Ausführung kam und in Fig. 30 und 31, Blatt 11, dargestellt ist, herausgefunden zu haben, gebührt dem Maschinen-Fabrikanten Herrn W. Schwabe.

Man konnte dort nämlich nur das Anheben und Fallen dieser Steuerplatte und im Zusammenhange damit eine Rechts- oder Linksbewegung der Spuhle, auf welche der mit dem Fallbär verbundene Riemen aufgewunden wurde, und ferner das Aufsteigen und Fallen des Fallbärs selbst beobachten, im Uebrigen war nicht leicht mehr zu sehen als eben aus der Fig. 12 zu entnehmen ist.

Die Kupplung zwischen der Spuhle, auf welche der mit dem Hammerbär verbundene Riemen aufgewickelt wird, und den beiden mit gleicher Tourenzahl per Minute (wie durch die Pfeile in Fig. 12 angedeutet ist) nach entgegengesetzter Seite rotirenden Riemenscheiben, welche durch offene und gekreuzte Riemen von der Transmissionswelle aus angetrieben werden, wie in Fig. 20, Blatt 11, angedeutet ist, wurde bei unserem Fallhammer ebenfalls nach dem amerikanischen Muster hergestellt, erwies sich aber bei der Gangprobe als unhaltbar. Bei derselben waren in beide Stirnflächen der Spuhle entsprechend starke runde Stiften eingeschraubt, welchen gegenüber sich in den entsprechend verstärkten Naben der beiden Riemenscheiben in bestimmten Entfernungen kreisrunde Löcher befanden. Die Spuhle sowohl als die beiden Riemenscheiben waren lose auf der im Ständerobertheile in zwei Endlagern fix gelagerten Achse montirt, letztere noch durch Stellringe gegen seitliche Verschiebung gesichert.

Wurde nun durch den Steuerungs-Mechanismus die Spuhle gegen eine der beiden Riemenscheiben angeschoben, so mussten die Stifte derselben in die ihnen gerade gegenüber stehenden Löcher der Riemenscheiben-Nabe eintreten, und dadurch die Kupplung beider bewirken.

Bei der ersten Ingangsetzung des Hammers aber brachen diese Stifte, und es zeigten sich auch die Zwischenräume zwischen den Löchern an der Stirnseite der Riemenscheiben-Naben zerschlagen. Die Stifte trafen nämlich bei der, durch den Steuerungs-Mechanismus rasch erfolgten Anschiebung der Spuhle nicht sogleich in die Löcher, sondern an die vollen Zwischenräume der Riemenscheiben-Naben, wobei sie heftig an diese anschlugen und an denselben gleitend diese verrieben; endlich den Löchern gegenüberstehend, konnten sie nicht rasch genug in dieselben eindringen und wurden bei dieser Gelegenheit abgebrochen. Diesem Uebelstande zu begegnen, wurden nun auf die beiden Enden der Spuhle schmiedeiserne Ringe warm aufgezogen, deren einer bei *a* in Fig. 13 in der Ansicht und in Fig. 14 im Schnitte dargestellt ist.

Hier und weiter ist immer nur die Kupplung zwischen der Spuhle und der rechtsseitigen Riemenscheibe gezeichnet, da jene mit der linksseitigen Riemenscheibe mit dieser gleich und nur entgegengesetzt gerichtet ist. In diesen Ringen waren je zwei Einschnitte angebracht, in welche prismatische Anschläge *b* eingesetzt und durch darüber gleichfalls warm aufgezogene Ringe *c* befestigt wurden. Ebenso wurden auf die Naben der Riemenscheiben, deren eine bei *B* in Fig. 14 im Schnitt und in Fig. 15 in der Ansicht gezeichnet ist, schmiedeiserne Ringe *d* warm aufgezogen, deren kreisringförmige Nuthen *e* durch die Anschläge *f* unterbrochen waren. Das Eindringen der Anschläge *b* in die Nuthen *e* war nun wohl bedeutend erleichtert, obwohl noch immer ein Aufschlagen auf die Stirnflächen der Anschläge *f* nicht ausgeschlossen war. Bei der, mit der so veränderten Kupplung erneuerten Gangprobe erwies sich aber ein anderer Uebelstand deutlicher, der wohl auch schon bei dem Bruche der zuerst genannten aufgefallen war; die Anschläge *b* wurden durch jene *f* seitlich zerschlagen und dadurch in den Schlitzen der Ringe *a* gelockert, ja aus diesen Schlitzen förmlich herausgezogen. Eine nähere Untersuchung dieses Falles zeigte noch, dass die Anschläge nicht so sehr auf denjenigen Seiten gelitten hatten, mit welchen sie gegeneinander zur Anlage kommen mussten, wenn die Spuhle von der Riemenscheibe mitgenommen wurde, dass vielmehr die diesen entgegengesetzten Seiten stärker in Anspruch genommen waren, dass also im Momente der Einkupplung die Spuhle vermöge der Geschwindigkeit, die ihr der fallende Hammerbär durch den sich abwickelnden Riemen ertheilte, gegen die Riemenscheibe in ganz bedeutendem Maasse voreilte. Da mit Rücksicht auf das Anheben des Hammerbärs nicht daran zu denken war, die Riemenscheiben so schnell laufen zu lassen, dass hiedurch dieser Anstand beseitigt worden wäre, so wurde hiefür ein anderes Mittel, die rotirende Differenzial-Bremse, versuchsweise in Anwendung gebracht.

*) Derselbe ist in dem wohl demnächst erscheinenden Weltausstellungs-Berichte des Herrn Maschinen-Fabrikanten Carl Pfaff ausführlich beschrieben.

Letztere hatte hiebei nur den Zweck, das Voreilen der Spuhle gegen die mit ihr zu verkuppelnde Riemenscheibe zu gestatten. Ueberdies wurden an jedem Ende der Spuhle *C*, wie in Fig. 16 in der Ansicht und in Fig. 17 im Schnitte dargestellt ist, vier Anschläge *b* eingesetzt, also um zwei mehr als im vorhergehenden Falle, und wurde die Nuth *e* an der Nabe jeder der beiden Riemenscheiben, deren eine *B* sammt der daran befindlichen Differenzial-Bremse in Fig. 17 im Schnitt und in Fig. 18 in der Ansicht gezeichnet ist, ebenfalls durch vier Anschläge *f* unterbrochen, um den Schlag der plötzlich gegen die langsamer rotirenden Anschläge *f* wirkenden Anschläge *b* der voreilenden Spuhle *C* zu vermindern. Die Anschläge *f* befanden sich aber dieses Mal nicht in einer Verstärkung der Nabe der Riemenscheiben, wie vorher, wo die Ringe *d* (Fig. 14) auf letztere warm aufgezogen, also mit ihnen fest verbunden waren, sondern die Ringe *d* (Fig. 17) waren lose über die Naben der Riemenscheiben *B* aufgeschoben und durch die Anlage an der Scheibe *B* und an dem Stellringe *g* gegen seitliche Verschiebung gesichert. Ueber den Ring *d* war ferner, die Anschläge *f* bedeckend, ein Ring *D* warm aufgezogen, welcher als Bremsscheibe diente; über letzteren war das Bremsband *h* gelegt, dessen Enden in der gewöhnlich gebräuchlichen und in Fig. 18 ersichtlichen Weise mit dem Bremshebel in Verbindung standen, während der Drehbolzen *A* des letzteren mit der Riemenscheibe *B* (Fig. 17 und 18, vergleiche auch Fig. 7 auf Seite 38) fest verbunden war.

Die Riemenscheibe *B* rotirte in der Richtung des Pfeiles, so zwar, dass das lange Hebel-Ende des Bremshebels dem kurzen Hebel-Ende vorauseilte, wonach durch die überwiegende Centrifugalkraft des ersteren die selbstthätige Spannung des Bremsbandes veranlasst wurde. Durch die gespannte Differenzial-Bremse war aber einerseits die Bremsscheibe *D* gezwungen, der Umdrehung der Riemenscheibe *B* zu folgen; andererseits war es der letzteren möglich gemacht, in dem Augenblicke des Eingriffes der Anschläge *f* der rascher rotirenden Spuhle *C* folgend, gegen die Riemenscheibe vorauszueilen, wodurch das seitliche Zerschlagen der Anschläge *b* und *f* beseitigt war.

Die rotirende Differenzial-Bremse entsprach diesen Anforderungen in ganz vollkommener Weise; die Anschläge *b* und *f* blieben an ihren Seitenflächen vollständig unversehrt, und der geraume Zeit hindurch in Thätigkeit erhaltene Hammer functionirte schon fast befriedigend. Nur das Zerschlagen der Stirnflächen der Anschläge *b* und *f*, welches daher kam, dass eben die Anschläge *b* beim Einkuppeln nicht immer sofort mit ihnen correspondirende freie Stellen der Nuth *e* fanden, sondern erst auf die Unterbrechungen *f* dieser Nuth trafen und dort heftig aufschlugen, war noch immer vorhanden und gab die Veranlassung dazu, dass schliesslich von dem Systeme der Klauenkupplung ganz Umgang genommen und die rotirende Differenzial-Bremse als alleinige Kupplung in Anwendung gebracht wurde. Das ursprüngliche Obertheil des Hammergerüstes wurde durch ein neues ersetzt, und so kam der in Fig. 19 und 20 in Vorder- und Seitenansicht in $^1/_{20}$ natürlicher Grösse und in Fig. 21 bis 31 in seinen Details in $^1/_{10}$ natürlicher Grösse dargestellte Fallhammer zu Stande, welcher im Folgenden in Kürze beschrieben werden soll.

Sämmtliche hier vorgeführten Details dieses Fallhammers verdienen ihrer Originalität wegen besondere Beachtung.

Das ganze Hammergerüste besteht der Hauptsache nach aus der Chabotte, den beiden Ständern und dem Obertheile. Auf der hohlen gusseisernen Chabotte, welche, auf dem Fundamente frei aufliegend, den Fuss des Fallhammers bildet, sind die beiden ebenfalls gusseisernen, durch aufgeschraubte schmiedeiserne Führungsschienen armirten Ständer mit je vier Schrauben aufgeschraubt, welche ihr Muttergewinde in der Chabotte finden. Der Querschnitt der Ständer ist aus der Fig. 22 zu entnehmen, welche einen horizontalen Schnitt durch den rechtsseitigen Ständer nach der Linie *a b* der Fig. 19 mit der Draufsicht auf den angrenzenden Theil des Hammerbärs *Q* darstellt. Oben sind diese beiden Ständer durch ein Querstück verbunden, welches in Fig. 29 in der Draufsicht gezeichnet ist. Auf diesem Querstücke befinden sich nebst mehreren angegossenen Lagern, von denen später die Rede sein wird, zwei angeschraubte Lager, welche an den äussersten Enden desselben (Fig. 19 und 29 rechts und links) placirt sind. In denselben ist eine Achse feststehend gelagert, auf welcher sich die beiden Riemenscheibem $B\,B_1$ und die Spuhle *C*, welche in Fig. 25 im Durchschnitte dargestellt sind, lose befinden. Die Riemenscheiben sind in ihren Bohrungen durch lange gusseiserne Büchsen ausgefüttert, mit welchen sie einerseits an die Spuhle, andererseits an gusseiserne Hülsen *E* (Fig. 26) anlaufen, welche zwischen sie und die bereits erwähnten beiden Endlager, in denen die feststehende Achse derselben ruht, eingelegt und ebenfalls lose auf die Achse aufgeschoben sind. Hiedurch sind sowohl die beiden Riemenscheiben als auch die Spuhle gegen seitliche Verschiebung gesichert.

In der Spuhle *C* ist ein Bolzen *F* (Fig. 24 und 25) befestigt, um welchen das obere Ende des zum Heben des Fallbärs in Verwendung kommenden doppelten Riemens von 110^{mm} Breite so gelegt ist, dass es circa 130^{mm} Ueberplattung gibt, und mittelst derselben das Einnähen des Bolzens in das Riemen-Ende durch Nähriemen gestattet. In gleicher Weise ist in zwei oben an den Fallbär angegossenen Lappen ein Bolzen befestigt, welcher zur Herstellung der Verbindung zwischen dem herabhängenden unteren Riemen-Ende und dem Fallbär dient. An dieser Stelle ist die Riemenverbindung nicht so einfach herstellbar wie an der Spuhle. Es kommen verschieden hohe Gegenstände mit verschieden hohen Gesenken in dem Fallhammer zum Ausschlagen vor, und muss diesen entsprechend die Riemenlänge veränderlich sein. Es darf nämlich, um den Rückschlag zu vermeiden, die Länge des Riemens stets nur so gross sein, dass der Hammerbär gerade noch auf den zu bearbeitenden Gegenstand auffällt. Aus diesem Grunde ist die Riemenverbindung beim Fallbär durch Verschraubung hergestellt, wobei, um den Riemen zu schützen, jederseits eine schmiedeiserne Platte von 110^{mm} Länge und 110^{mm} Breite über die Riemenüberplattung gelegt ist, um den Köpfen und Muttern der Verbindungsschrauben feste Anlage zu gewähren.

Unten an der Chabotte befindet sich ein, diese umfassender schmiedeiserner Rahmen, welcher, um zwei seitlich in der Chabotte befestigte Bolzen drehbar, als Fusstritt zur Ingangsetzung des Fallhammers dient. Mit diesem Rahmen ist an der Rückseite des Hammergerüstes eine verticale durch ein über sie gestecktes Gewicht stets nach abwärts gezogene Lenkstange drehbar verbunden, welche oben ebenfalls drehbar in dem Doppelhebel *H H* (Fig. 23 und 29) eingehängt ist. Ein Ansatz *G* dieses Doppelhebels greift in eine der am Umfange des linksseitigen breiteren Randes D_1 der Spuhle *C* (Fig. 24 und 25) angebrachten Bohrungen, und hält die Spuhle in einer bestimmten Lage fest. Der Doppelhebel *H* dient überdies zur Stützung der Steuerplatte, wie auch aus der

Fig. 30 zu ersehen ist, in welcher die Steuerplatte in der Ansicht von rückwärts in ihren zwei Endstellungen gezeichnet ist; die vollgezogenen Linien stellen dieselbe in der gehobenen, die gestrichelt gezogenen in der gesenkten Stellung dar. Der Drehbolzen des Doppelhebels H ist in dem am Querstücke angegossenen Lagerarme J befestigt.

An der Vorderseite des Hammergerüstes hängt die mit der Steuerplatte drehbar verbundene oben unter das Querstück gekröpfte Steuerstange herab, welche, aus Rundeisen hergestellt, in ihrem unteren Theile, der in Fig. 21 und 22 im Detail dargestellt ist, in der Strecke $m\ m_1$ einen rechteckigen Querschnitt besitzt, und durch eine Blattfeder an das am rechtsseitigen Ständer befestigte Gehäuse K anliegend erhalten wird. Der rechteckige Auslauf ist an der an dem Gehäuse K anliegenden Seite bei m, durch eine gehärtete Stahlplatte armirt. Die Steuerstange trägt an ihrem oberen Theile einen der Fallhöhe des Hammerbärs entsprechend verstellbaren Anschlag und an ihrem untersten Ende einen festen Handgriff.

Hebt man die Steuerstange mittelst dieses Handgriffes, tritt gleichzeitig auf den Fusstritt und lässt dann, nachdem der Fusstritt niedergegangen, die Steuerstange wieder frei, so geht der Hammerbär in die Höhe und wird oben gefangen, sobald man während seines Aufwärtsganges den Fusstritt wieder frei lässt.

Tritt man nun wieder auf den Fusstritt, so fällt der Hammerbär frei herab, schlägt ein einziges Mal auf den am Ambos liegenden Gegenstand auf, geht sofort wieder in die Höhe und wird wie vorher oben abgefangen, sobald man während seines Aufwärtsganges den Fusstritt wieder frei lässt.

Lässt man jedoch hiebei den Fusstritt nicht wieder frei, so wird der Hammerbär auch nicht oben gefangen, sondern fällt, oben angelangt, sofort wieder frei herab, steigt nach vollbrachtem Schlage wieder in die Höhe und wiederholt dies Spiel, so lange der Fusstritt niedergehalten wird. Er wird aber sofort wieder oben gefangen, sobald man während seines Aufwärtsganges den Fusstritt wieder frei lässt. Auf diese Weise können auch continuirlich Schläge aus beliebiger Höhe gegeben werden, so dass der Hammer nach Erforderniss auch zum gewöhnlichen Schmieden verwendet werden kann.

Zum Heben des Hammerbärs dienen die beiden Riemenscheiben $B\ B_1$, welche durch offenen und gekreuzten Riemen von der Transmission aus mit gleicher Tourenzahl per Minute in entgegengesetzter Richtung ununterbrochen angetrieben werden. Jede dieser Riemenscheiben enthält auf der der Spuhle zugekehrten Seite eine Differenzial-Bremse, deren Band auf dem als Bremsscheibe dienenden Rande D, respective D_1 der Spuhle C wirkt. Beide Differenzial-Bremsen sind beim Fallen des Hammerbärs gelöst, so dass die Spuhle dem Zuge desselben frei folgen kann. In Fig. 26 und 27 ist die an der rechtsseitigen Riemenscheibe befindliche im Durchschnitt und in der Ansicht dargestellt; Fig. 28 zeigt eine Draufsicht auf den Ausrückschieber o, welcher in dem auf die Nabe der Riemenscheibe aufgeschraubten Gehäuse q parallel zur Achse der Riemenscheibe gerade geführt ist und dazu dient, den gleichfalls in diesem Gehäuse, aber senkrecht gegen diese Achse gerade geführten Stift p vorzuschieben oder zurücktreten zu lassen. Wird dieser Stift vorgeschoben, so drückt er den mit dem Bremshebel auf gemeinschaftlichem in der Riemenscheibe drehbaren Bolzen A festgekeilten Hebel s nach aussen und löst die Bremse, indem er die Annäherung des langen Hebel-Endes des Bremshebels an die Bremsscheibe bewirkt und dadurch das Bremsband lockert und von der Bremsscheibe abhebt. Ist es aber dem Stifte p gestattet, ungehindert in das Gehäuse q zurückzutreten, so wird die Differenzial-Bremse durch die Centrifugalkraft des Bremshebels, welche durch die Wirkung der schwachen Blattfeder x unterstützt ist, sofort selbstthätig gespannt. Diese Blattfeder ist auf das Gehäuse q aufgeschraubt und drückt mit ihrem freien Ende auf den Hebel y, welcher mit jenem s in einem Stücke geschmiedet ist, und als Gegengewicht gegen s zu wirken von vorneherein angebracht war. (Bei der ersten versuchsweisen Anordnung der rotirenden Differenzial-Bremse [Fig. 17 und 18], bei welcher der Ausrückhebel s nicht vorhanden war, reichte die Centrifugalkraft des Bremshebels vollständig aus, die selbstthätige Spannung zu bewirken.)

Der Ausrückschieber o ist nun an seinem vorderen Ende auf der dem Stifte p zugekehrten Seite nach einer schiefen Ebene ausgenommen, von welcher die Ausläufe durch Cylinderflächen hergestellt sind, wie in Fig. 28 ersichtlich ist. Das rückwärtige Ende desselben ist in die, auf die Zwischenhülse E lose aufgesteckte mit eingedrehter ringförmiger Nuth versehene Hülse L eingelassen und an diese festgeschraubt. In Fig. 29 sind die beiden Hülsen L und L_1 im Grundrisse gezeichnet. Zwei horizontale Hebel $M\ M_1$, deren Drehbolzen sich in den an das Querstück angegossenen Lagerarmen $N\ N_1$ befinden, gehen unterhalb dieser Hülsen nach vorne und sind hier an den Enden mit länglichen Löchern versehen, in welche die an den Enden der Schiene S angebrachten Bolzen eingreifen. Unterhalb der Hülsen $L\ L_1$ trägt jeder der beiden Hebel $M\ M_1$ einen festen Zapfen, der mit einem Gleitbacken versehen in die Nuth der Hülse eingreift. Wird nun, an dem Zapfen U angreifend, welcher durch Verschraubung mit der in angegossenen Armen des Querstückes gerade geführten Schiene S fest verbunden ist, diese Schiene aus der Mittelstellung in ihre äusserste Rechtsstellung verschoben, so wird der Schieber o der rechtsseitigen Differenzial-Bremse aus dem Gehäuse q so weit herausgezogen, dass der Stift p ungehindert in dasselbe eintreten kann; dadurch wird aber, wie bereits erläutert, die rechtsseitige Differenzial-Bremse gespannt und die Kupplung zwischen der Spuhle und der rechtsseitigen Riemenscheibe B hergestellt, daher jetzt der Riemen auf die Spuhle nach der Umdrehungsrichtung der Riemenscheibe B aufgewickelt wird. Da aber die Schiene S die Bewegung der Hebel M_1 und M gleichzeitig bewerkstelligt, so ist auch in der äussersten Rechtsstellung derselben der Ausrückschieber O_1 der linksseitigen Differenzial-Bremse (deren Theile mit den gleichen Buchstaben wie bei der gezeichneten rechtsseitigen bezeichnet und durch den angehängten Zeiger davon unterschieden werden mögen) in das mit der Riemenscheibe B_1 verbundene Gehäuse q_1 ganz eingeschoben, also der Stift p_1 ganz herausgeschoben und dadurch die linksseitige Differenzial-Bremse gelöst. Wird die Schiene S aus der äussersten Rechtsstellung zurückgeführt, so bleibt die linksseitige Differenzial-Bremse noch gelöst erhalten, der Ausrückschieber o aber ist so weit in das Gehäuse q vorgeschoben, dass auch die rechtsseitige Differenzial-Bremse gelöst ist, in dieser Stellung ist also die Spuhle mit keiner der beiden Riemenscheiben gekuppelt, und der Hammerbär fällt frei herab, vorausgesetzt, dass der Fusstritt so weit niedergedrückt ist, dass der Stift G die Muffe frei lässt. Durch den niedergehenden Fallbär wird aber die Spuhle veranlasst, in der entgegengesetzten Richtung zu rotiren, also in der Richtung, in welcher die Riemenscheibe B_1 rotirt. Wird nun nach dem Aufschlagen des Fallbärs auf das Arbeits-

stück die Schiene S in ihre äusserste Linksstellung bewegt, so behält der Stift p seine Stellung unverrückt bei, p_1 aber tritt zurück, da jetzt der Ausrückschieber o_1 so weit aus dem Gehäuse q_1 herausgezogen wurde, dass p_1 ungehindert zurücktreten kann, sonach wird in diesem Augenblicke die linksseitige Differenzial-Bremse gespannt und also die Spuhle mit dieser gekuppelt, und so ist stets beim Aufwärtsgange des Fallbärs durch den Steuerungs-Mechanismus die Differenzial-Bremse derjenigen Riemenscheibe gespannt, also die Spuhle mit derjenigen Riemenscheibe gekuppelt, welche in der Richtung rotirt, in welcher die Spuhle eben abgelaufen ist, so dass diese hiebei ihre Bewegungsrichtung nicht zu ändern braucht.

Die Schiene S, welche dabei nur regelmässig aus der äussersten Rechtsstellung in die Mittelstellung, aus dieser in die äusserste Linksstellung, aus dieser wieder zurück in die Mittelstellung zu gehen braucht, um von dieser wieder in die äusserste Rechtsstellung gelangend, dasselbe Spiel zu wiederholen, wird durch das Anheben und Fallen der Steuerplatte bewegt. Letztere wirkt auf den Zapfen U, Fig. 29, ein, welcher in Fig. 30 im Durchschnitte in seiner Mittelstellung gezeichnet ist, die jener der Schiene S entspricht. Die Steuerplatte ist in Fig. 30 in den vollgezogenen Linien in der gehobenen Stellung gezeichnet, und es ist sofort klar, dass der Zapfen U, welcher gezwungen ist, sich innerhalb der ihm durch die an die Steuerplatte angegossene Rippe r und durch die Weichenzunge z gebotenen Grenzen zu bewegen, sich stets in der Mittelstellung befindet, wenn die Steuerplatte ihre obere Stellung einnimmt. Fällt die Steuerplatte aus dieser in die tiefere wieder durch den Hebel H in der Position H_1 begrenzte Stellung, so schlägt die Weichenzunge z mit ihrer linken Flanke an den Zapfen U und zwingt diesen nach links (U_1) zu gehen. Dabei überschnappt sie endlich selbst vermöge des Gewichtes der Steuerplatte die Feder v und kommt in die in der punctirt gezeichneten Lage der Steuerplatte ersichtliche Stellung, die sie auch bei dem darauf folgenden Anhube der Steuerplatte innehält, während der Zapfen U, sich zwischen ihr und der Rippe r hindurchzwängend, wieder in die Mittelstellung geschoben wird. Beim nächsten Abwärtsgange der Steuerplatte greift aber die Weichenzunge vermöge ihrer veränderten Lage den Zapfen U mit ihrer rechten Flanke an und zwingt ihn nach rechts zu gehen, wobei sie selbst schliesslich wieder die Feder v nach links überschnappt und dadurch wieder in die in Fig. 30 voll gezeichnete Stellung kommt. Es ist somit klar, dass die Stellungen des Zapfens U und somit jene der Schiene S, welche für den regelmässigen Gang des Fallhammers in bestimmter Weise aufeinander folgen müssen, auf die hier beschriebene Art gezwungener Weise zu Stande kommen müssen. Die Ausschläge der Weichenzunge Z nach rechts und links sind durch die an dieselben angeschmiedeten Anschläge Z_1 und Z_2 begrenzt, welche sich abwechselnd gegen die Rippe r anlegen.

Die Steuerung geht nun in folgender Weise vor sich:

Beim Aufwärtsgange oben angelangt, hebt der Fallbär mittelst des oben an der Steuerstange angebrachten verstellbaren Anschlages die Steuerstange und durch diese die Steuerplatte, welche am Querstücke auf einem feststehenden Zapfen lose montirt ist. Gleichzeitig legt sich die Stahlplatte m_1 der Steuerstange (Fig. 21, 22) auf das Gehäuse K, indem sie durch den Fallbär über dieses emporgehoben und durch die Blattfeder vorgeschoben wird und verhindert so das Niedergehen der Steuerstange, wodurch die Steuerplatte in der gehobenen Stellung zu bleiben gezwungen ist.

Wird nun auch noch der Fusstritt frei gelassen, so geht der Hebel H vorne empor, der Zapfen G tritt in eine der am Umfange des Randes D_1 der Spuhle angebrachten Bohrungen, arretirt so die Spuhle und der Fallbär wird oben gefangen. Durch das Niedertreten des Fusstrittes wird die Spuhle wieder frei und der Fallbär fällt herab. Unten angelangt, lässt der Fallbär vermittelst des Daumens i (Fig. 21 und 22) die Steuerstange aus, letztere fällt und mit ihr die Steuerplatte und dieses Spiel wiederholt sich bei jedem weiteren Auf- und Niedergange des Fallbärs.

Soll der Hammerbär unten angehalten werden, so hat man mittelst des unteren Handgriffes die Steuerstange und mit ihr die Steuerplatte beim Aufschlagen des Hammerbärs am Fallen zu verhindern und den Fusstritt frei zu lassen. Es wird hiedurch die Spuhle ausgekuppelt erhalten und durch Eingreifen des Zapfens G zum Stillstande gebracht, während gleichzeitig die Steuerplatte durch die Anlage an dem in die Höhe gegangenen vorderen Ende des Doppelhebels H in der gehobenen Lage erhalten bleibt.

Beim Auflegen der Riemen ist zu beachten, dass die Umdrehungsrichtungen der Riemenscheiben den Zugrichtungen der Differenzial-Bremsen entsprechen, dass also die langen Hebel-Enden der letzteren den kurzen Hebel-Enden vorauseilen.

Sämmtliche, der Abnützung unterworfene Theile der Steuerung sind aus Schmiedeisen hergestellt und im Einsatze tief hinein gehärtet, so dass die Function der Steuerung nicht leicht alterirt werden kann. Sollte aber einmal eine der beiden Differenzial-Bremsen ihren Dienst versagen, so hat man nur die Bremsscheiben mittelst Terpentinöl vom Schmieröl zu befreien, welches von den geschmierten Theilen durch die Centrifugalkraft auf dieselben gekommen ist, und zwei bis drei Körnchen Colophonium darauf zustreuen.

Um dem Riemenzuge wirksam zu begegnen, ist das Hammergerüste oben durch zwei schmiedeiserne Streben gegen die Mauer des Gebäudes, in welchem der Hammer aufgestellt ist, abgesteift, wie dies in Fig. 20 angedeutet ist.

Nach dem unparteiischen Ausspruche der Besitzer dieses Fallhammers, welche denselben schon längere Zeit in Betrieb haben, functionirt die Steuerung ausgezeichnet, wie überhaupt der Fallhammer in allen Details den an ihn gestellten Anforderungen vollkommen entspricht, wovon sich Herr Maschinen-Fabrikant Carl Pfaff bei seiner letzten Anwesenheit in St. Petersburg nochmals persönlich überzeugte.

Als günstigste Tourenzahl für jede der beiden Antrieb-Riemenscheiben B B_1 wurden 80 Touren per Minute gefunden.

Die Diamant-Röhrenbohrung

und ihre

Verwendung beim Tunneliren, insbesondere beim Durchsetzen von Alpenpässen.

Von

Ingenieur **Sautter.**

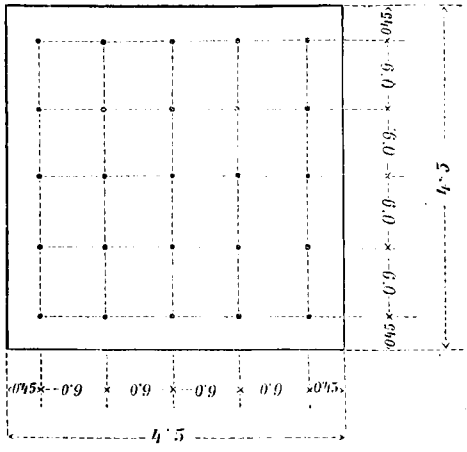
(Schluss.)

Für unsere Zwecke ändern wir diese Schachtteufungs-Methode dahin ab, dass wir statt der fünf Bohrlöcher jeder Reihe deren sieben setzen, dagegen die Anzahl der Reihen von fünf auf zwei reduciren und die sieben Bohrlöcher

jeder Reihe zu vier und drei verstellen; die aus einer Reihe so entstehenden zwei Reihen aber zu gleicher Zeit und von einer und derselben Welle aus und mit demselben Motor in Betrieb setzen.

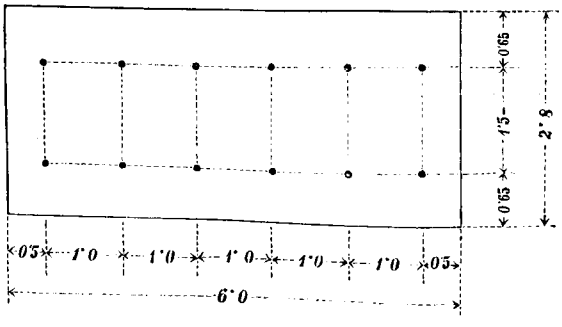
Schacht im Rothliegenden (Richmond).

$^{4.5}/_{4.5}$ = 20·25□^{m}, auf 0·8□^{m} ein Bohrloch.

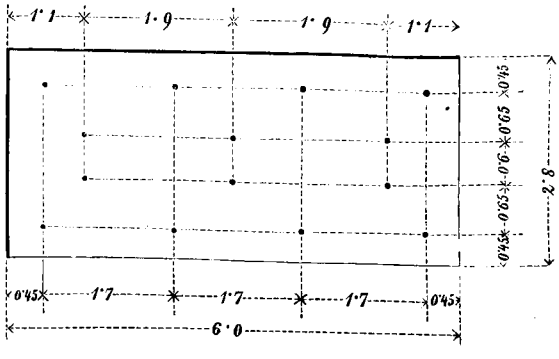


Arlberg-Schacht im Kalk.

$^{6.0}/_{2.8}$ = 16·8□^{m}, auf 1·2□^{m} ein Bohrloch.



Andere Anordnung.



Wir unterbrechen den Bohrprocess nicht alle 100^m, sondern bohren die eine Hälfte der Bohrlöcher auf die ganze Schachttiefe auf einmal ab, und gestalten dadurch das Abbohren und Abschiessen aus zwei sich gegenseitig unterbrechenden Arbeiten zu zwei continuirlich fortlaufenden, beschleunigen dadurch die Bohrarbeit bei tiefen Schächten um ein Gutes und bringen die theuere Erzeugung und Anwendung comprimirter Luft in Wegfall.

Nach den Angaben des Herrn Professors Rochelt berechnen sich die einzelnen Arbeiten des Bohrens, des Sprengens und der Vorkehrungen in der Pause (Aufziehen, Ablassen der Bohrmaschinen, Frischansetzen der Bohrlöcher etc.) beim etagenmässigen Betrieb wie in Tabelle II *a*, wogegen Tabelle II *b*, unter sonst gleichen Annahmen, das für unsere Zwecke modificirte Verfahren berechnet, und für je 100^m eine Ersparniss von 42 Tagen ergibt.

Bei beiden Anordnungen springt aber in die Augen, wie langsam die Spreng- und Förderungsarbeit nach den Angaben des Herrn Professors dem Bohren folgt; ja dass hiedurch die Vortheile des Diamantbohrens ganz verloren gehen; denn bei einjähriger Arbeitsdauer beansprucht das Abbohren bei II *a* nur drei Monate, bei II *b* nur zwei Monate, während neun, respective zehn Monate mit Sprengen und Fördern verloren gehen.

Es erscheint also der zweite Theil der Schachtauffahrung sehr schlecht bestellt und muss derselbe ohne besondere Sorgfalt und Umsicht gelöst worden sein; hierauf weisen wenigstens die am Gotthard erzielten Sprengresultate hin. Bei Rochelt werden täglich nur 0·9^m Schacht abgeschossen und gefördert, was bei 20·25□^{m} eine Cubatur von nur 18·225^{kbm} gibt und nachweist, dass täglich nicht einmal eine einzige Charge, die ja tiefer als 1·0^m greift, bewältigt wurde; dabei sollen sechs Mann beschäftigt und die Nacharbeiten für das Herstellen des genauen Profils fast gleich Null gewesen sein; hier lässt sich unter allen Umständen eine grosse Beschleunigung auf leichteste Weise bei einigermassen tüchtiger Geschäftsführung erzielen.

Am Gotthard-Tunnel dauerte nämlich die zweite Periode eines Angriffs, die Chargirung, 2 Stunden 40 Minuten bis 4 Stunden 27 Minuten, und im Mittel 3·5 Stunden, wobei 20 bis 25 Löcher von 1·1^m Tiefe besetzt und mittelst Zündschnur abgefeuert wurden; das Wegräumen des ausgesprengten Gesteins, das Frischansetzen der Bohrlöcher nach jeder Charge und das Bohren selbst forderte so viel Zeit, dass am Gotthard im Mittel drei, im Maximum vier vollständige Angriffe gemacht werden konnten. Behalten wir die mittlere Zeit von 3·5 Stunden für eine Chargirung bei und rechnen täglich 3 Stunden für Nacharbeit und Schachteinbau, Instandsetzen der Aufzüge, Wasser- und Ventilationsröhren, so erhalten wir täglich $^{21}/_{3.5}$ = 6 Chargirungen; die Sprenglöcher erhalten im leichten Arlberg-Kalk 1·5^m Tiefe, was eine tägliche Cubatur von 6×1·5×16·8 = 151·2^{kbm} gibt, deren Bewältigung für die an beiden Schmalseiten des Schachtes aufgestellten Aufzüge leicht erzielbar ist.

Der von uns bei der Schachtausbruch-Arbeit erzielte tägliche Schachtfortschritt beträgt demnach 6×1·5 = 9·0^m, also das Zehnfache von dem von Herrn Rochelt angegebenen Falle, und es ist diese Leistung in der ersten Hälfte unserer bis zu 900^m tiefen Schächte als eine mittlere zu betrachten; in Rücksicht auf die weiten Wege aber, welche ein- und ausfahrende Gegenstände in der zweiten Hälfte der Arbeit zu machen haben und in der Absicht, lauter Werthe anzugeben, die sich der unteren Wahrscheinlichkeitsgrenze mehr nähern als der oberen, sehen wir diese Leistung als eine maximale an und begnügen uns mit der mittleren Anzahl von vier statt fünf Chargirungen, was einen täglichen mittleren Fortschritt von 4×1·5^m = 6·0^m oder 6×16·8^m = 100·8^{kbm} statt 18·2^{kbm} für die Sprengung und Förderung ergibt.

Tabelle II.

Berechnung des Fortschritts der Schachtteufung mittelst Diamant-Röhrenbohrung für den Arlberg-Kalk

nach bisher bekannt gewordenen ähnlichen Arbeiten.

			Tage	In Theilen der ganzen Bauzeit	Bemerkungen
a)	Nach den Angaben des Herrn Professors Rochelt	Tägliches Vordringen der Bohrer = 11·0^m; gibt 99 = 100^m Schachtteufen in 9 Tagen.			
		Bei 5 Reihen und nur 1 Reihengarnitur Maschinen fünfmaliger Process, also Zeitaufwand für's Abbohren 5 × 9 = 45 Tage .	45	$^1/_3$ bis $^1/_4$	Bei einjähriger Bauzeit entfallen 3—4 Monate auf's Bohren und 8—9 Monate auf's Sprengen und die hiezu nöthigen Vorrichtungen.
		Viermaliges Verschieben des Bohrgerüstes und der Maschinen à 1·5 Tag = 6 Tage	6		
		Bei je 100^m ein Abnehmen der ganzen Maschinerie, Aufziehen und Ablassen, Herstellung der Luft- und Wasserleitung	4	circa $^3/_4$	
		Sprengen und Fördern in 30 Tagen 27^m, in 1 Tag 0·9^m, gibt für 100^m Schachtteufe 111 Tage	111		
		Gesammtdauer des Abteufens von 100^m Schacht . .	166		
		0·6^m „ . .	1		
		18·0^m „ . .	30		(Angabe des Prof. Rochelt stimmt damit).
b)	Nach Angaben des Herrn Prof. Rochelt und der für den Arlberg vorgeschlagenen Abänderungen	Tägliches Vordringen der Bohrer = 11·0^m; gibt 100^m in 9 Tagen; bei 1 Reihengarnitur und 2 Bohrreihen zweimaliger Process .	18	$^1/_6$	Bei einjähriger Bauzeit: 2 Monate Bohren, 10 „ Sprengen.
		Zeitverlust beim Umsetzen der 7 Maschinen und Frischansetzen der Bohrlöcher, Umstellen der Transmission etc.	4		
		Zeitverlust beim Entfernen der Maschinen und Vorbereiten des Sprengens, Reparaturen an Maschinen	4	$^5/_6$	
		Sprengen und Fördern wie vorhin	111		
		Gesammtdauer des Abteufens von 100^m Schacht . .	137		
		0·73^m „ . .	1		
		22·00^m „ . .	30		
c)	Nach unseren Abänderungen und Entwickelungen für den Arlberg	Tägliches Vordringen der Bohrer = 20·0^m gibt 100^m in 5 Tagen; zweimaliger Process	10	$^1/_2$	Bei einjähriger Bauzeit: 6 Monate Bohren, 6 „ Sprengen.
		Zeitverlust etc. etc. wie oben	4		
		Wegschaffen der Maschinen, Herstellung der Röhrenleitungen, Vorbereiten des Sprengens, Unvorhergesehenes für je 100^m . . .	4	$^1/_2$	
		Spreng- und Förderarbeit täglich 9^m, gibt 100^m Schacht in 11 Tagen	11		
		Gesammtdauer des Abteufens von 100^m Schacht . .	29		
		3·33^m „ . .	1		
		100^m „ . .	30		
d)	Unter Beibehaltung der bisher erzielten Bohrfortschritte von 11^m und Annahme viermaliger Chargirung = 6·0^m	Tägliches Vordringen der Bohrer = 11·0^m; gibt 100^m Schacht in 9 Tagen; zweimaliger Process	18	$^1/_2$	Wie oben.
		Zeitverluste etc. etc. wie oben	4		
		Wegschaffen der Maschinen, Herstellung der Röhrenleitungen, Vorbereitung des Sprengens, Unvorhergesehenes für je 100^m . .	4	$^1/_2$	
		Sprengen und Fördern täglich 6^m, gibt 100^m Schach in 17 Tagen .	17		
		Gesammtdauer des Abteufens von 100^m Schacht . .	43		
		2·3^m „ . .	1		
		6·6^m „ . .	30		
		Es ergibt sich die Maximalleistung beim Schachtabteufen für Arlberg-Kalk zu 3·3^m „ „ „ „ Minimalleistung „ „ „ „ „ „ 2·3^m			per 24 Stunden.

Für den Gesammt-Fortschritt der neuen Schachtmethode im Arlberg-Kalk bleibt nun noch die tägliche Diamant-Tiefbohr-Leistung zu bestimmen, und es sind hiezu die Angaben der am Anfang citirten Werke und Autoren zu verwerthen, indem sich die dort angeführten Gesteinslängen in Arlberg-Kalk umsetzen lassen mittelst der auf Seite 25 gegebenen Härtevergleichung. Jene Erfahrungsresultate sind in Tabelle III zusammengestellt und es liegen die betreffenden Bohrlöcher alle in der Kohlenformation, durchsetzen daher der Hauptsache nach die Bildungen des Rothliegenden: Schiefer, diverse, leicht zu bohren, — feste, quarzige, feinkörnige Sandsteine und Quarzconglomerate — ähneln also dem Verukano-Schiefer des Arlbergs, der als Wechsellagerung von Quarzit und quarzkörnigem Sandstein bezeichnet wird; der Verukano-Schiefer ist aber 2·8mal schwerer zu bohren als der Arlberg-Kalk und wird sich daher das Härteverhältniss der durchbohrten Steingattungen der Tabelle zum Arlberg-Kalk ähnlich stellen; um aber auch hier wieder dem Bestreben nach unterer Wahrscheinlichkeitsgrenze Rechnung zu tragen, wird statt 2·8 die Verhältnisszahl 2·0 angenommen und sind mit ihr die in Tabelle III vorne angegebenen täglichen Bohrfortschritte multiplicirt, um sie in Arlberg-Kalk-Längen zu verwandeln; die Zusammenstellung gibt für Arlberg-Kalk einen durchschnittlichen mittleren Tagesfortschritt von 22·0^m.

Bei dem grossen Einfluss, den die Bestimmung der Bohrgeschwindigkeit auf unser Ziel hat, soll dieselbe noch auf andere Weise bestimmt werden, um eine Controle für das vorstehende Resultat zu haben; hiezu dient die bei Böhmisch-Brod gemachte Erfahrung, wo der sehr feste, feinkörnige Sandstein des Rothliegenden mit einer Geschwindigkeit von 0·026^m in der Diamant-Bohrminute durchsetzt wurde. Dies Gestein hat ähnliche Härteverhältnisse wie der Verukano-Schiefer, von dem 0·36^m Bohrlänge = 1^m Arlberg-Kalk-Bohrlängen sind, es wird also im Arlberg-Kalk per Minute abgebohrt $\frac{0 \cdot 026}{0 \cdot 36} = 0 \cdot 072^m$, was eine Tagesleistung

Tabelle III.

Resultate von Diamant-Röhren-Tiefbohrungen.

Ort der Bohrung und Bohrlochtiefe	Gebirgsverhältnisse (Gesteinsarten)	Grösse und Art des Bohrers		Leistung in 24 Stunden			Auf Arlberg-Kalk reducirte Leistung von 24 Stunden			Angegeben in und von	Bemerkungen Arlberg-Kalk zweimal leichter zu bohren als die angegebenen Gesteine
		Kern-	Voll-	Min.	Mittel	Max.	Min.	Mittel	Max.		
		Meter		Meter			Meter				
Böhmisch-Brod 697·4m, projectirte Tiefe 758m	Sandsteine, Schiefer, Conglomerat (Rothliegendes)	0·124	—	—	4·5 6·3 13·3 16·64	16·7	—	20·0 und 33·0	33·4	„Oesterr. Ingen.- und Archit.-Zeitschrift", 1875, durch Ržiha. „Berg- und Hüttenmännisches Jahrbuch der Berg-Akademie Leoben", 1875, durch Ingenieur Reich.	Die verhältnissmässig grossen Zeitversäumnisse sind nur damit zu erklären, dass alle Bestandtheile bei den Bohrmaschinen zu schwach construirt waren, wodurch jeden Augenblick Verstärkungen und Reconstructionen sich als nothwendig erwiesen. Im Mittel betrug die Leistung ohne Unterbrechung 16·6m. Bohrung aus obigen Gründen und Abbrand des Bohrthurms systirt.
Rheinfelden (Schweiz) 367·5m, projectirte Tiefe 750m	Sandsteine, Schiefer, Conglomerat (Rothliegendes)	0·078	—	—	13·4	26 29·2	—	26·8	52·0 78·4	„Oesterr. Ingen.- und Archit. Zeitschrift", 1875, durch Ržiha. „Der Berggeist" 1875. „Deutsche Bauzeitung", 1876.	Die Unvollkommenheiten, welche den früheren Maschinen und Geräthen, einschliesslich des zu schwachen Hohlgestänges bei dieser Methode noch anhafteten und zu mehrfachen Störungen und Unfällen Anlass gaben, wurden bei der neuen Ausrüstung, wie auch der Verlauf der Arbeiten zeigt, vermieden. Das Bohrloch wurde verrohrt.
Pottsville in Pennsylvanien 450m	Im Anthracit Vorkommen	—	0·044	—	10·2	—	—	20·4	—	„Deutsche Bauzeitung", 1876, durch Dieck.	Resultat beim Abteufen von Schächten erzielt.
Richmond (Virginia)	Sandstein und Conglomerat (Rothliegendes)	—	0·044	—	10-12	—	—	22·0	—	„Zeitschrift des Berg- und Hüttenmännischen Vereins für Kärnthen", 1875, durch Prof. Rochelt.	Resultat beim Abteufen von Schächten erzielt. Fünf Bohrmaschinen in einer Reihe.

Für den Arlberg-Kalk mittlerer Fortschritt in 24 Stunden rund **22·0m** bis zu Tiefen von **700m**.

von 103·7m gäbe; in Wirklichkeit ist aber das continuirliche Fortbohren trotz aller Vorsichtsmassregeln und Bemühungen unmöglich, da bald ausgesprungene Diamanten gelöffelt, Bohrkronen, Muffen und zerbrochene Gestänge ausgewechselt werden müssen und die Reparatur an den Motoren und Maschinen die Bohrarbeit öfters zum Stillstand zwingt; alle diese Unterbrechungen und Störungen sind reichlich ausgedrückt in einem viermaligen Gestängsaufzug täglich. Nach Noth beansprucht ein einmaliges Aufziehen und Ablassen des Gestängs bei mittlerer Schachtteufe von $\frac{950}{2} = 475^m$ bei einer Aufzugsgeschwindigkeit von $0 \cdot 25^m$ per Secunde und der doppelten Ablassgeschwindigkeit:

Für die Dauer des Aufhebens $\frac{475}{0 \cdot 25} = 1910$ Sec. = 32 Min.

„ „ „ „ Abschraubens der achtmetrigen Röhrentouren per Tour 2 Minuten . $\frac{475}{8} \cdot 2 =$ 119 „

Dauer des einmaligen Aufhebens . . 151 Min.

Für die Dauer des Ablassens . . $\frac{475}{0 \cdot 5} = 950 =$ 16 Min.

„ „ „ „ Zusammenschraubens, gleich dem Abschrauben . . . . . = 119 „

Dauer des einmaligen Ablassens 135 Min.

Einmaliges Aufheben und Ablassen zusammen . . . . . 151 + 135 = 286 Min.

Viermaliges Aufheben und Ablassen zusammen 4 × 286 = 1144 Min. = 19 Stdn. 4 Min.

Bleibt tägliche Bohrzeit 4 Stunden 56 Min. oder 296 Min.

und da der Bohrer per Minute $0 \cdot 072^m$ fortschreitet, wird erreicht ein täglicher Bohrfortschritt von **21·3m**.

Dieses Ergebniss rechtfertigt das Obige und wir dürfen die mittlere tägliche Bohrleistung beim Reihenabbohren, welche bei den Erstlingsversuchen und im quarzigen Gestein 11m betrug, im Arlberg-Kalk rund zu 20m setzen.

Verglichen mit den Resultaten zu Böhmisch-Brod, wo zudem mit Kernbohrern, also mit dreifacher Meisselbreite gearbeitet und doch ein Anfangsfortschritt von 15·8m und bei 28tägiger Arbeit ein solcher von 406·8 = 14·53m täglichem Fortschritt erzielt wurde, erscheint die Zahl von 20m durchaus nicht zu hoch gegriffen, und ihre Richtigkeit wird bestätigt durch Herrn Professor Rochelt, der bei 350m Teufe über die Leistung eines Kernbohrers von 0·078 Durchmesser und 5m Bohrlänge bei dem von uns ebenfalls zu Grunde gelegten minutlichen Fortschritt von 0·026m in quarzigem Gestein berichtet:

Absoluter Zeitaufwand für fünf Bohrloch-Meter 3 Stunden; Zeitverlust durch Aufheben und Ablassen des Gestängs, Ausnahme des Kernbohrers, Herrichten der Bohrkrone, Ausschlämmen des Bohrlochs ebenfalls 3 Stunden, so dass die mittlere Leistung in 6 Stunden = 5m und die tägliche in 24 Stunden 20m beträgt; diese Leistung erreicht man auch in quarzigem Gestein und Conglomerat (wie viel mehr im Arlberg-Kalk!). Bei Störungen, Verrohrungen etc. mindert sich der Totaleffect auf 10m.

In Tabelle II sind Bohr- und Ausbruchsfortschritte zusammengestellt, und gibt II c die Maximal-, II *d* die Minimal-Leistung von $3 \cdot 3^m$ und $2 \cdot 3^m$ insgesammt, so dass für die Berechnung des Tunnelirens mit der natürlichen Methode sich für das Schachtabteufen mit Diamantbohrung eine tägliche Durchschnittsleistung von $2 \cdot 8^m$ ergibt.

Für die Berechnung der Bauzeit und für die Anfertigung des Betriebsplanes soll aber nur die Minimalleistung von $2 \cdot 3^m$ täglich oder 69^m monatlich angesetzt werden.

Die Preise für diese Schachtteuf-Methode setzen sich zusammen aus den Kosten der Bohrarbeit und der Spreng- und Förderarbeit, und werden erstere von den Diamant-Bohrgesellschaften für Kernbohrer folgendermassen gestellt:

Erste . .	30^m	fl.	$1 \times 4 =$ fl.	4.—
Zweite . .	30^m	„	$2 \times 4 =$ „	8.—
Dritte . .	30^m	„	$3 \times 4 =$ „	12.—
. . . . .				
Fünfzehnte	30^m	„	$15 \times 4 =$ „	60.—
. . . . .				
Dreissigste	30^m	„	$30 \times 4 =$ „	120 —

Beistellung der Arbeitsmaschinen: Bohrmaschine, Pumpe, Krahn, Bohrgerüst etc. mitinbegriffen; die Beistellung der Betriebsmaschinen, des Schlämm- und Speisewassers obliegt jedoch dem Arbeitsgeber.

Hieraus ergeben sich folgende Mittelwerthe:

Bohrloch per laufenden Meter

Bei Schächten bis 100^m Teufe $\frac{(1+2+3)\,4}{3} =$ fl. 8.— (7),

„ „ „ 300^m „ $\frac{(1+2\ldots+10)4}{10} =$ fl. 22.— (21),

„ „ „ 900^m „ $\frac{(1+2\ldots+30)4}{30} =$ fl. 62.— (63),

und es zeigt sich, die ersten 100^m zu fl. 7 per laufenden Meter gesetzt statt fl. 8, dass die Durchschnittskosten von 100 zu 100^m in directem geometrischen Verhältniss stehen und das betreffende Vielfache von fl. 7 betragen.

Von welchem Einfluss die Beschaffenheit der Bohrkrone nicht nur auf die Geschwindigkeit, sondern auch auf die Kosten der Bohrung ist, erhellt aus den in der „Deutschen Bauzeitung" gemachten Preisangaben:

Während in Rheinfelden, wo allerdings die der Diamantbohrung nachtheiligsten Verhältnisse: Nachfall und Verrohrung wiederholt auftraten, der laufenden Meter bei $406 \cdot 8^m$ Bohrlochtiefe sich auf fl. 133·30 stellte, kostete 1^m Bohrloch im festen Sandstein der Kohlenfelder bei Richmond in Virginia im Jahre 1874 bei Schachtbohrung — also bei Vollbohrer — und bei 281^m oder rund 300^m Tiefe nur fl. 12 und in einem ähnlichen Falle bei 214^m Tiefe nur fl. 6, also beziehentlich $^1/_2$ und $^1/_4$, oder im Mittel $^3/_8$ — $^1/_3$ der Kosten eines Kernbohrloches von selber Tiefe.

Es ist in diesen Zahlen eine directe Bewerthung unserer ganz gleichen Arbeit gegeben, und da wir im Arlberg-Kalk nur den halben Widerstand gegenüber Sandstein haben, reduciren sich die Preise auf die Hälfte der Richmonder, oder auf $^1/_6$ der Kernbohrerpreise, und es ergibt sich:

	Durchschnittlich per laufenden Meter
Bis 100^m Bohrloch- oder Schachttiefe . . .	fl. 1·17
„ 200^m „ „ „ . .	„ 2·34
„ 300^m „ „ „ . .	„ 3·51
. . . . .	
„ 900^m „ „ „ . .	„ 10·53

und für zwei Reihen à 7 = 14 Bohrlöchern erhält man für den laufenden Meter Schachtbohrung:

	Durchschnittlich per laufenden Meter
bis 100^m Schachtteufe 1 (14 × 1·17) .	fl. 16·38
„ 200^m „ „ „ „ 2 × (14 × 1·17) .	„ 32·76
„ 300^m „ „ „ „ 3 × (14 × 1·17) .	„ 49·14
. . . . .	
„ 900^m „ „ „ „ 9 × (14 × 1·17) .	„ 147·42

Stellen wir ferner den Kub.-Meter Aussprengen, Fördern und die darauf entfallenden Kosten für Auszimmern, Ventilation, Wasserhaltung etc. etc. bei Schächten

	per Kub.-Mtr.
bis 300^m	fl. 4·—
„ 900^m	„ 7·—

so kostet bei einem Querschnitt von $16 \cdot 8 \square^m$ der laufende Meter Schacht zu sprengen und fördern:

	per laufenden Meter
bis 300^m Teufe . . . . . 16·8 × 4 .	fl. 67.2
„ 900^m „ „ . . . . . 16·8 × 7 .	„ 117·6

und die Gesammtkosten der Abteufung eines laufenden Meters Schacht belaufen sich:

	per laufenden Meter
bis 300^m Teufe . . 49·14 + 67·2 =	fl. 116·34
„ 900^m „ „ . . 147·42 + 117·9 =	„ 265·02

Gegen die im Berichte des k. k. Handelsministeriums für die schwer und umständlich arbeitende Percussions-Bohrung angegebenen Kosten von fl. 309 per laufenden Meter Schacht bis zu 350^m Teufe erscheinen die Resultate der vorstehenden Berechnung den zu erwartenden factischen Kosten angemessen.

M. Kosten für die Einrichtung der verschiedenen Werkplätze.

Es bleiben noch zu bestimmen die Kosten der Etablissements an beiden Mundlöchern, für die zu beschaffenden Motoren, Pumpen etc. etc.

Bauliche Einrichtungen. — Jedes Mundloch erhält Beamtenwohnungen, Arbeiterwohnungen, complete aber einfache Maschinenwerkstätten, Magazine, Stallungen etc., die sich per Etablissement auf fl. 200.000 belaufen.

Für die Schächte I, IV und VI werden provisorische Schacht- und Bohrthürme beschafft, die mit den Bohrmaschinen zu den nächsten Schächten wandern, wenn hier das Abbohren vollendet ist; ihr Preis ist in der folgenden Position für provisorische Schachtanlagen inbegriffen. Diese Schächte erhalten aber später massive, permanente Thürme mit Ventilations-Laternen; Kosten per Ventilations-Schachtthurm fl. 30.000.

Während der Arbeit und bis zur gänzlichen Ausnützung jedes Schachtes als Förderschacht erhält er ein-

fachste Wasserleitung, eine Anzahl mobiler, transportabler Baracken, Magazine, Werkstätten und Maschinenhäuser, fünf solcher Garnituren à fl. 50.000 sollen beschafft werden.

Maschinelle Einrichtungen und Beschaffungen. — Drei Reihengarnituren Bohrmaschinen zu sieben Stück sollen beständig im Gange sein; dieselben werden von der Diamant-Rock-Boring Company beigestellt, aber zu ihrem Betriebe müssen drei Locomobilen von 20 bis 30 Pferdekräften beschafft werden.

Für das Schlemmwasser während des Bohrbetriebes und für die Gestängs-Aufzugskrahnen wird ein zweites Locomobile oder eine stationäre Dampfmaschine von 30 bis 40 Pferdekräften per Reihengarnitur vorgesehen, welche später beim Sprengen und Fördern als Motor für die Wasserhaltungs-Maschine fungirt und die Dampfaufzüge an jeder Schmalseite des Schachtes bedient. Ausserdem steht an jedem Mundloch eine Reservemaschine, um im Nothfall helfend eintreten zu können. Dies gibt:

5 Locomobilen zu 20 bis 30 Pferdekräften à fl. 6000
3 „ „ 30 „ 40 „ „ „ 9000

Mit diesen Ansätzen sind alle Kosten der für den Bau nöthigen baulichen und maschinellen Einrichtungen berücksichtigt, die nicht in den Einheitspreisen enthalten sind.

III. Auffahrung des Richtstollens.

Für die Einheitssätze des Sohlenstollens von $7\square^m$ liegen die mannigfachen Erfahrungsresultate in Kalkstein mit Handarbeit ausgeführter Tunnels vor, welche für das tägliche Fortschreiten desselben in den verschieden harten Kalksorten $1\cdot5^m$ bis $2\cdot5^m$ ergeben; am St. Gotthard-Tunnel betrug der Fortschritt der Handarbeit im Quarz und Granit vor der Instandsetzung der Maschinenbohrung täglich $0\cdot7$ — $0\cdot8^m$ und monatlich 21—22^m; wir dürfen daher im Arlberg-Kalk das Doppelte = $1\cdot4$ und $1\cdot6^m$ täglich oder 42 und 48 — rund 45^m — monatlich setzen; im Sandsteine 25^m.

Dabei sind per laufenden Meter 7^{kbm} zu bohren, zu sprengen und zu fördern; der Bericht gibt die Kosten des Kubikmeters Vollausbruch bei Handarbeit ohne Förderung zu fl. 5—15 vom Kalkstein bis Sandstein und Quarz an, und da (nach Ržiha) der Kubikmeter Vollausbruch etwa nur halb so theuer als dieselbe Masse Stollenausbruch ist, erhalten wir für diesen $7 + 3\cdot50$ = fl. $10\cdot50$. Der geringe Transport, den diese Stollenmassen bis zu den Schächten und über Tag zurückzulegen haben, ist mit fl. $1\cdot50$ per Meter genügend in Rechnung gestellt, und es stellt sich demnach der Kub.-Meter Stollenausbruch auf fl. $10\cdot5 + 1\cdot5$ = fl. $12\cdot0$, und der laufende Meter Stollen = 7^{kbm} auf fl. 84.

Der Bericht gibt für diese Leistung bei Maschinenbohrung fl. 330 an, was auf Handarbeit, die nur ein Drittel der Bohrarbeit kostet, reducirt fl. 110 gäbe; der Preis unterschied von fl. 26 erklärt sich insbesondere durch die Verminderung der Transportweite, und den Wegfall der theueren Ventilation und Aussteckungs-Arbeiten.

Es entspricht dieser Preis für Stollen bei Handarbeit den landläufigen Sätzen, welche in härtestem Muschelkalk bei Schachtbetrieb auf fl. 40 per laufenden Meter sich stellen. — Im Sandstein kommt nach dem Bericht der Kub.-Meter Vollausbruch auf fl. 13, dies gibt per Kub.-Meter Stollenausbruch fl. $13 + \frac{13}{2}$ = fl. $19\cdot50$; hiezu fl. $0\cdot50$ Transport, macht zusammen per laufenden Meter Sohlenstollen im Sandstein 7×20 = fl. 140.

IV. Kosten des Vollausbruches und der Mauerung.

Sie bleiben, was Bohrarbeit und Sprengen anbelangt, gleich denen des Berichtes, werden aber in Beziehung auf Förderung bedeutend geringer; der Bericht gibt:

Kosten des Kub.-Meters Ausbruch im Sandstein ohne Transport	fl. 13
Kosten des Kub.-Meters Ausbruch im Kalk ohne Transport	„ 7
Transportkosten des am östlichen Ende gelagerten Sandsteines per Kub.-Meter . . .	„ 2
Transportkosten des Kalkes bis zu den Schächten, per Kub.-Meter	„ 2
Vollausbruch und Transportkosten des Kub.-Meters im Sandstein	„ 15
Vollausbruch und Transportkosten des Kub.-Meters im Kalk	„ 9
Gibt für den laufenden Meter Vollausbruch mit $52\square^m$ im Sandstein . . .	„ 780
Gibt für den laufenden Meter Vollausbruch mit $52\square^m$ im Kalk	„ 468

Die Kosten der Mauerung reduciren sich bei der geringen Transportweite der Materialien, der unbehinderten Manipulation, dem langsamen, stetigen statt forcirten Fortschreiten derselben von fl. 250 auf fl. 170 per laufenden Meter.

Mit den nun gewonnenen Resultaten lässt sich Tabelle IV, Herstellungskosten des Arlberg-Tunnels mit der Schachtbau-Methode, die Feststellung der Bauzeit und der Baukosten, und der Betriebsplan, Blatt 8, herstellen.

Es belaufen sich: die Bauzeit auf	4 Jahre;
die directen Baukosten auf	fl. 10,600.000
die Geldbeschaffung und Intercalarzinsen auf	„ 4,306.250
Gesammtkosten des Tunnels	**fl. 14,906.250.**

Vergleichung der Resultate beider Systeme.

Die Zahlen der Tabellen I und IV sind in Tabelle V einander gegenübergestellt, und zeigen:

1. Die Schachtbau-Methode ist in ihren Beschaffungen und Arbeiten um so viel billiger als die Stollenbau-Methode, dass bei ihr die directen Baukosten nur $1^7/_{10}$ derjenigen des k. k. Berichtes ausmachen, fl. 10,697.550 gegen fl. 17,997.478, und am Bau allein eine Ersparniss von $7\cdot3$ Millionen Gulden = $2^5/_{10}$ der ursprünglichen Bausumme gemacht wird!

2. Dieselben Verhältnisszahlen, nur in verwechselter Ordnung, treten bei der Geldbeschaffung und Verzinsung auf: die Kosten betragen beim Schachtbau-System $2^4/_{10}$ des Stollenbau-Systems nämlich fl. 4,306.250 gegen fl. 10,123.580, und die Ersparniss beträgt $1^7/_{10}$ = $5\cdot8$ Millionen!

Tabelle IV.

Berechnung der Baukosten des Arlberg-Tunnels unter Anwendung des Schachtbau-Systems.

Unter Zugrundelegung der Einheitssätze des Berichtes des k. k. Handelsministeriums und vorstehender Abhandlung.

	Beschreibung der einzelnen Beschaffungen und Arbeiten	Anzahl der gleichen Theile	Einheitspreise	Einzelkosten	Gesammtkosten
			Gulden		
I.	a) Kosten für die Herstellung der Werkplätze an beiden Mündungen	2	200.000	400.000	
	b) Kosten der Schachtthürme	3	30.000	90.000	
	c) Kosten der provisorischen Schachtbaulichkeiten, Wasserzuleitungen, Wasserhaltungs-Maschinen etc. etc.	5	50.000	250.000	
	d) Kosten der Locomobilen zu 20 bis 30 Pferdekräften à fl. 6000; Vorrath an diversen Röhren à fl. 3000	5	9.000	45.000	
	e) Kosten der Locomobilen oder stationären Maschinen à 30 bis 40 und mehr Pferdekräfte	3	9.000	27.000	
					812.000
II.	Die Kosten der Schachtauffahrung, Querschnitt $^{6.0}/_{2.8}{}^{m} = 16.8\,\square^{m}$; monatlicher Fortschritt im Kalk 69^{m}.				
	Schacht I, VI und VII = 307 + 186 + 113 = 606 laufende Meter	606	116.3	70.478	
	Schacht II, III, IV und V = 627.8 + 735 + 930.6 + 584 = 2877.4 laufende Meter	2.877	265	762.511	
					832.989
III.	Die Kosten der Auffahrung des Richtortes; monatlicher Fortschritt 45^{m}, Querschnitt $^{2.5}/_{2.8} = 70\,\square^{m}$.				
	Im Sandstein 1300 laufende Meter	1.300	140	182.000	
	Im Kalk 11.100 laufende Meter	11.100	84	932.400	
					1,114.400
IV.	Kosten des Vollausbruchs ohne Sohlenstollen, Querprofil $52\,\square^{m}$.				
	Ausbruch im Sandstein per Kub.-Meter fl. 13, Transport fl. 2, zusammen fl. 15 per Kub.-Meter, für $52^{kbm} = 52 \times 15 =$ fl. 780 per laufenden Meter.				
	Ausbruch im Kalk per Kub.-Meter fl. 7, Transport fl. 2, zusammen fl. 9 per Kub.-Meter; für $52^{kbm} = 52 \times 9 =$ fl. 468 laufende Meter.				
	Vollausbruch im Sandstein 1.300 laufende Meter	1.300	780	104.400	
	Vollausbruch im Kalk 11.100 laufende Meter	11.100	468	5,194.800	
					5,299.200
V.	Kosten der Ausmauerung des Vollausbruchs per laufenden Meter fl. 180	12.400	170	2,108.000	
					2,108.000
VI.	Ausbruch und Ausmauerung des Wassercanals und der Nischen, per laufenden Meter fl. 25	12.400	25	310.000	
					310.000
VII.	Kosten der Beaufsichtigung, Verwaltung, Strassenanlagen, Allgemeines und Unvorhergesehenes	1	220.961	220.961	
					220.961
	Gesammtbaukosten...	.	.		10,697.550
VIII.	Geldbeschaffungskosten, den Emissionscurs von 80 per 100 = 25% des Baucapitals ($^{1}/_{4}$)	.	.	2,650.000	
IX.	Intercalarzinsen für die berechnete Bauzeit von 4 Jahren $12^{1}/_{2}$% „ „ ($^{1}/_{8}$)	.	.	1,325.000	
X.	Geldbeschaffung für die Intercalarzinsen $3^{1}/_{8}$% „ „ ($^{1}/_{32}$)	.	.	331.250	
					4,306.250
	Gesammtkosten des Arlberg-Tunnels bei Anwendung der Schachtbau-Methode	.	.	.	**15,003.800**

Tabelle V.

Vergleichung der Herstellungskosten des Arlberg-Tunnels.

Bei Anwendung des Stollen- und des Schachtbau-Systems.

	Beschreibung der Beschaffungen und Arbeiten	Stollenbau-System	Schachtbau-System	Beim Schachtbau-System Minder	Beim Schachtbau-System Mehr	Kostenverhältniss des Schachtbau-Systems zum Stollenbau-System	
		Gulden		Gulden			
I.	Kosten der Werkplätze, maschinellen und baulichen Einrichtungen	1,729.650	812.000	917.600	—	Scht./Stll.	
II.	„ „ Schachtauffahrung	271.611	832.989	—	561.378		
III.	„ „ Richt- (Sohlen) Stollen-Auffahrung	4,859.000	1,114.400	3,744.600	—		
IV.	„ des Vollausbruchs	7,363.200	5,299.200	2,064.000	—		
V.	„ der Ausmauerung	3,100.000	2,108.000	992.000	—		
VI.	„ des Ausbruchs und der Mauerung des Wassercanals	310.000	310.000	—	—		
VII.	„ der Beaufsichtigung, Verwaltung, Unvorhergesehenes	364.017	220.961	143.056	—		
	Gesammtkosten des Baues	17,997.478	10,697.550	7,861.306	561.378	$^{1}/_{1.7}$	Baukostenverhältniss
VIII.	Geldbeschaffungskosten, der Emissionscurs von 80 per 100 = 25% des Baucapitals			**7,299.928**		$^{1}/_{2.5}$	Ersparungsverhältniss
IX.	Intercalarzinsen für die betreffende Bauzeit	4,499.369	2,650.000	1,849.369			
X.	Geldbeschaffung für die Intercalarzinsen	4,499.369	1,325.000	3,174.369			
		1,124.842	331.250	793,592			
	Gesammtkosten der Geldbeschaffung	10,123.058	4,306.250	5,817.330		$^{1}/_{2.4}$	Geldbeschaffungsverhältniss
	Gesammt-Herstellungskosten des Arlberg-Tunnels	**28,121.085**	**15,003.800**	**5 817.330**		$^{1}/_{1.7}$	Ersparungsverhältniss
				13,117.285		$^{1}/_{2}$	Gesammtkostenverhältniss
	Bauzeiten	**8.0** Jahre	**4.0** Jahre	**4.0** Jahre		$^{1}/_{2}$	Bauzeitverhältniss

3. Die Gesammtkosten reduciren sich von 28·1 auf 15 Millionen und die Bauzeit von 8 auf 4 Jahre, sodass durch das Schachtbau-System Kosten und Bauzeit des Stollenbau-Systems auf die Hälfte vermindert sind!

Die Tabelle V zeigt, dass dieselben hauptsächlich dem Ersatz der Maschinenarbeit durch Handarbeit und der Ermöglichung der letzteren durch rasches Schachtabteufen zu verdanken sind; denn bei der Stollenbau-Methode beansprucht die Stollenauffahrung allein die Positionen I, II und III, nämlich: Kosten der Beschaffungen und Einrichtungen für die Percussionsbohrung, die Auffahrung der Schächte und Stollen mit zusammen 1·72 + 0·3 + 4·9 = 6·86 Millionen Gulden, im Gegensatz zu 0·81 + 0·83 + 1·11 = 2·75 Millionen Gulden; also bei der Schachtbau-Methode nur ½ bis ⅓ des Stollenbaues. Es ergibt sich also hier ziffernmässig das im Allgemeinen angenommene Kostenverhältniss der Handarbeit zur Maschinenarbeit wie 1 : 3.

Ferner zeigt sich, dass beim Stollenbau-System die Stollenauffahrung sammt der dazu nöthigen Beschaffung und den Schächten so viel beträgt als der Vollausbruch (Handarbeit) = 7 Millionen Gulden, und es führt dieses Resultat wiederholt darauf, die Maschinenarbeit möglichst zu beschränken und zur Handarbeit zurückzukehren.

Im Schachtbau-System ist deshalb für alle eigentlichen Tunnelarbeiten die Handarbeit angewendet und nur für die Hilfsoperationen: das Abteufen der Schächte, die Maschinenarbeit und in anderer Form als bisher beibehalten worden, und diese Arbeit ist denn auch, wie vorauszusehen war, die einzige, welche gegenüber der Stollenbau-Methode ein Mehr an Kosten verlangt; das Schachtauffahren kostet nämlich im letzteren System beim Arlberg-Tunnel nur fl. 271.611, im ersteren aber fl. 832.989, also fl. 561.378 oder 0·6 Millionen mehr!

Nimmt man aber aus Tabelle I und IV die Schacht-Auffahrungskosten und die Beschaffungen dafür zusammen, so erhält man:

Stollenbau-System	Schachtbau-System	Mehrkosten	Verhältniss	Bemerkungen
409.650	412.000	2.350	1/1	I *b* und II der Tabelle I.
271.614	832.850	561.236	1/3	I *b*, *c*, *d* und *e*, II der Tabelle II.
691.264	1,244.850	563.586	1/2	

Die Beschaffungskosten für maschinelle und bauliche Einrichtungen der Schächte bleiben also bei beiden Systemen gleich, wogegen die Arbeitskosten beim Schachtbau-System das Doppelte des im Berichte hiefür angesetzten betragen; die vergleichsweise geringen Kosten der sieben Schächte finden ihre Erklärung in der billigen neuen Schachtteuf-Methode.

Eine grössere Differenz zu Gunsten des Stollenbau-Systems wird sich ergeben bei Tunnels, wo dasselbe in seiner Reinheit zur Anwendung kommt und die Schächte, also Position I *b* und II in Tabelle I mit fl. 409.650 + fl. 271.614 = fl. 681.264 ganz wegfallen; dann entfällt aber auch die durch die Schächte I und II gebotene Beschleunigung der Hauptstollen-Auffahrung und die durch sie erzielte verminderte Transportweite für die einzelnen Strecken desselben und die Erleichterung, welche die Schächte für Ventilation, Richtungsangabe, Vollausbruch und Ausmauerung bieten; es wird sich also im Verhältniss die Herstellungsmanier mit Stollenbau durch Wegfall dieser Schächte vertheuern, die Ersparniss nur eine scheinbare sein, und das Gesammtkosten-Resultat nicht stark alterirt werden.

Der ziffernmässige Vergleich bestätigt also die in der Einleitung durch allgemeine Betrachtungen erlangten und aufgestellten Vortheile der Schachtbau- gegenüber der Stollenbau-Methode und gibt als Endresultat:

„Durch Herstellung von Schächten mittelst der neuen Diamantteuf-Methode, durch Theilung der Tunnelröhre in eine möglichst grosse Anzahl von Theilstrecken und durch Beschränkung der Maschinenarbeit auf die Schächte, lässt sich die für das Stollenbau-System berechnete Bauzeit und Baukosten-Summe des Arlberg-Tunnels auf die Hälfte reduciren, und im Allgemeinen dieses sich von allen tiefliegenden Alpentunnels sagen!“

Da ferner im Arlberg-Bauproject nach dem Berichte des k. k. Handelsministeriums Schächte nicht ganz ausgeschlossen sind und ihr Einfluss auf Beschleunigung und Verbilligung des Tunnels mit in Rechnung gezogen ist, da ferner die maschinelle Arbeit nur für die Stollen, nicht aber auch für den Vollausbruch vorgesehen ist, was beim Stollenbau-System wegen des zu raschen Vorauseilens des Hauptstollens sich nicht wird durchführen lassen, wenn der Vollausbruch nicht zu sehr zurückbleiben soll, und zur Anwendung von Gesteins-Bohrmaschinen zwingt, wie am St. Gotthard-Tunnel, so lässt sich annehmen, dass der Vergleich von Schachtbau- und Stollenbau-Tunnelbetrieb noch grössere Kostendifferenzen zu Gunsten des ersteren aufweisen wird, wenn letzterer in seiner Reinheit zur Anwendung kommt.

Einwürfe und Entgegnungen.

In den Berechnungsgrundlagen für die Schachtbau-Methode, in den Einheitssätzen für die Diamantteuf-Methode, haben wir stets geringere Werthe eingeführt als sich aus den vorhandenen Angaben, vorhergegangenen Proben und gemachten Erfahrungen für die Arlberg-Verhältnisse ableiten liessen; die so erhaltenen und verwendeten Zahlen werden also denen der wirklichen Ausführung entsprechen und von derselben wahrscheinlich übertroffen werden.

In seiner Anwendbarkeit kann das neue Schachtteuf-System ebenfalls nicht bezweifelt werden, da Schächte in hartem Gestein bis zu 300^{m} schon ausgeführt sind. Das Charakteristische des Systems liegt im Abbohren von tiefen Bohrlöchern; da solche bis zu 700^{m} schon gebohrt wurden (Böhmisch-Brod 2207′ = 697^{m}), und zwar mit dreifach breiterem und Kernbohrer, so ist kein Grund vorhanden, weshalb die Schachtteuf-Löcher mit nur 0·04 breitem und Vollbohrer in geschlossenem Gestein

sich nicht auf ebensolche Tiefen und viel rascher abbohren lassen sollten.

Am ganzen System, wie es im Rothliegenden Virginias erstmals zur Ausführung kam, haben wir nur geändert: Zahl und Stellung der Bohrmaschinen, und das wiederholte Unterbrechen und Wechseln von Bohr- und Sprengarbeit.

Die Zahl der Bohrlöcher durften wir vermindern, weil wir einen um ein Drittel kleineren Schachtquerschnitt und ein um die Hälfte weicheres Gestein vor uns haben; die Stellung der Maschinen ändert am ganzen Processe nichts; wir vermindern aber durch unsere Anordnung die Zahl der Bohrreihen (Gruppen) auf zwei, kürzen also auch die Dauer der Bohrung. Die Erwägung, dass sämmtliche Bohrer innerhalb der kleinen Schachtquerschnitts-Fläche den gleichen Gesteinsverhältnissen unterliegen, also gleiche Widerstände zu überwinden und gleiche Fortschritte aufzuweisen haben werden, unterstützt unsere Anordnung. Denn die Hauptstörungen und Unterbrechungen, durch Abnützung hervorgerufen, werden zu gleicher Zeit und periodisch auftreten, und zu gleicher Zeit behoben werden, so die Muffen- und Kronenauswechslung.

Die individuellen Störungen der einzelnen Bohrmaschinen, die nicht vom Gestein abhängig sind, werden dadurch unschädlich gemacht, dass man jede Maschine durch Ausrückscheiben unabhängig von der gemeinschaftlichen Welle macht, also einzelne Maschinen abstellen, ihr Gestänge aufziehen, Diamanten löffeln und Gestängstouren auswechseln kann, ohne den Lauf der anderen Maschine zu unterbrechen.

Durch engere Stellung der mittleren Bohrlochreihen gestatten wir der Sprengung, den Kern des Schachtes kräftig zu fassen.

Das continuirliche Bohren erbringt eine zweite Zeitersparniss, weil das wiederholte Aufziehen und Ablassen der Bohrmaschinen, das wiederholte Festlegen von Gerüst Maschinen und Zuleitungsröhren, schliesslich das Zubereiten und die Anwendung comprimirter Luft wegfällt; hiedurch wird der Ausfall ersetzt, den wir gegenüber der etagenweisen Abbohrung an Gestänge erleiden: während nämlich dort nur $100 \times n$ Gestänge gebraucht wird (wo $l \times 100$ die Schachtteufe, n die Anzahl Bohrlöcher einer Reihe oder Gruppe), brauchen wir $l \times 100 \times n$ Meter Gestänge, also l-mal mehr.

Mit dem continuirlichen Fortbohren und der raschen Beendigung der Bohrarbeit eines Schachtes machen wir es ferner möglich, die Bohrmaschinen-Garnituren, Motoren und Einrichtungen schnell von einem Schacht zum andern bringen und die das Sprengen vorbereitende Arbeit bei allen Schächten in rascher Aufeinanderfolge zu Ende führen zu können; hiedurch kann die Anzahl der zu beschaffenden Garnituren sehr beschränkt, also gespart werden. Sollten aber solche Verhältnisse eintreten, dass das continuirliche Bohren unmöglich wird, sollten, was beim Arlberg-Kalk und dem ausserordentlich raschen Vordringen der Bohrer, die dem Gebirgsdruck wenig Zeit lassen sich zu äussern, nicht angenommen werden darf, starker Nachfall auftreten und Verrohrungen nöthig werden: so ist das continuirliche Bohren aufzugeben und zum etagenweisen, als einem Nothbehelf, zurückzukehren; mit einiger Zeiteinbusse lässt sich dann der Schacht vollenden, und während hier gesprengt wird, kann die Maschine zur Abbohrung eines anderen Schachtes verwendet werden, so dass die Bohrung nur derjenige Zeitverlust trifft, der durch das Abnehmen und Wiederansetzen der Maschinen und den Transport von einem Schacht zum andern entsteht.

Aber es liegt noch ein anderer, grosser Vortheil in dem continuirlichen gegenüber dem etagenmässigen Abbohren und dem ähnlich, nur in viel kürzeren Intervallen arbeitenden Percussionsbohren: Trifft der Schacht auf wasserreiche Adern, so haben die beiden letzteren Schachtteuf Arten während der ganzen Arbeit darunter zu leiden, das Bohren und Sprengen ist gehemmt und schwieriger gemacht durch das Wasser auf der Sohle; bei continuirlichem Bohren dagegen befreien wir die Bohr-Manipulation vom Wasser und nur die andere Hälfte der Arbeit: „das Sprengen", hat darunter zu leiden. Dies ist aber der leichtere, das Bohren der schwierigere Process und ist sein Unabhängighalten von den Wassern um so höher zu schätzen.

Wir sind hiemit bei demjenigen Einwurf angelangt, der beim Tunneliren, Schachtteufen und bei allen unterirdischen Arbeiten am lautesten erhoben wird: „an den Wassern". Die Enquête über den Arlberg-Tunnel ist Zeugniss dafür, denn von vielen Seiten wurden hierüber Befürchtungen ausgesprochen, die sich ebensowenig sicher widerlegen liessen, als sie sicher behauptet werden konnten. So wenig sich nun leugnen lässt, dass beim reinen Stollenbau-System der Wasserabzug durch den Sohlenstollen glänzend gelöst ist, ebensowenig kann bestritten werden, dass auch beim natürlichen System bei genügenden Vorkehrungen und starken Wasserhaltungs-Maschinen die Wasser bewältigt, die kleine Querschnittsfläche der Schächte trocken geschöpft und auch die einmündenden Strecken trocken gehalten werden können. Gerade beim bevorzugten Project des k. k. Berichtes müssen die beiden Schächte an den Tunnelknieen lange Zeit nicht nur für sich vom Wasser befreit, sondern es müssen auch die einmündenden Stollenstrecken von den Schächten aus trocken gehalten werden, bis die Strecken von den Mündungen her mit ihnen zum Durchschlag kommen.

Ist dies nun bei Schächten über 300^m Tiefe möglich, so wird es auch bei noch tieferen der Fall sein, und der Schacht in Přibram mit über 1000^m und andere im Harz ausgeführte zeugen dafür.

Als Motoren für die Wasserhaltungs-Maschinen und Aufzüge werden vielleicht stationäre Dampfmaschinen statt der Locomobilen anzuwenden sein, weil sie längere Zeit ihren Platz nicht wechseln, und weil sie sehr kräftig sein müssen, eventuell sind nach dem Vorschlag und Vorgang des Ober-Ingenieurs Herrn Ržiha am Žižka-Berge bei Prag alte, ausrangirte Locomotiven in stationäre Maschinen umzuwandeln und zu verwenden. Wasserhaltungs-Maschinen und Schachtaufzüge für unsere tiefsten Schächte sind also derart herstellbar, dass sie allen muthmasslichen Anforderungen genügen werden, und die technische Wissenschaft wird bei einem für Oesterreich so

wichtigen Bau wie dem Arlberg-Tunnel nicht versagen, umsoweniger, als sie es mit Constructionen zu thun hat, die in ähnlicher Stärke und Dimensionen bei Bergwerksbauten schon öfters in Gang waren und noch sind; tiefe Schächte bis über 1000^m sind also mit der neuen Methode ausführbar.

Das Schachtbau-System mit seinen kurzen Anschlussstrecken beansprucht die Wasserhaltungs-Maschine niemals länger als 1½ Jahre, denn in dieser Zeit sind die Schächte ausgesprengt und die einmündenden Stollen durchgeschlagen: das Wasser hat seinen natürlichen Ablauf erhalten. Durch die Schnelligkeit der Schachtteufung ist daher die Dauer der Wasserhaltung verkürzt und die Gefährlichkeit des Wasserzudranges und sein nachtheiliger Einfluss auf die Arbeiten bedeutend vermindert.

Die tiefen Schächte können aber in Zukunft unter Einwirkung der neuen Schachtmethode in den meisten Fällen ganz umgangen werden, da dieselbe die absolute Nothwendigkeit der langen Geraden zwischen zwei Puncten aufhebt, „die Schächte geben der Trace ihre Unabhängigkeit von der markscheiderischen Arbeit zurück". Dadurch ist man wieder in die Lage versetzt, Tunnels mit verschiedenen Curven zwischen zwei gegebenen Endpuncten traciren zu können und kann nun die hohen Bergkuppen umgehen und tiefe Schächte vermeiden.

Der Sinn der langen, tiefliegenden Tunnels ist: Schutz des Betriebes vor Witterungseinflüssen, und dieser Zweck lässt es ganz gleichgiltig erscheinen, in welchem Berg-Innern sich die Trace bewegt, wenn sie nur im Gebirge liegt.

Dann aber empfehlen sich statt der geradlinigen „Einschnitt-Tunnels", welche die hohen und höchsten Stellen der Gebirge durchsetzen, „Lehnen-Tunnels", deren Trace denen von Lehnenbahnen gleicht und nur ein Geringes von der Lehnen-Oberfläche weg gegen die Bergspitze gerückt ist, „also die Kuppe umgeht, statt sie unterfährt".

Diese Betrachtung führt darauf, schon viel weiter unten im Thal die Bahn als Lehnentunnel zu führen, die Trace aus dem Freien von den Witterungsverhältnissen weg zum grössten Theil in's Gebirge zu legen und nur zeitweise an Bahnhöfen und billig herzustellenden Strecken sie aus dem Berg-Innern hervortreten zu lassen, dadurch werden viele theuere, grossartige Lawinen-, Moränen- etc. Ueberbrückungen und grosse Dämme erspart, die eine lange Bauzeit und grosse Geldsummen beanspruchen, und die obere Hälfte der Zufahrtsrampe unter Anwendung der neuen Schachtteuf-Methode in Anbetracht der geringen Schachttiefen rasch und wahrscheinlich ohne Mehrkosten als Tunnel hergestellt.

Die Möglichkeit, die Schächte nahe zusammenzurücken, gestattet in Zukunft dem Traciren auch in Bezug auf die Gesteinslage grössere Freiheit und Unabhängigkeit, und kann durch diese Schachtanordnung der Stollen im Verukano-Schiefer ebenso rasch, wenn auch etwas theuerer als im Arlberg-Kalk durchgeschlagen werden. Man wird z. B., um den vorhergehenden Punct mit diesem zu vereinigen, beim Arlberg derart traciren, dass man der Poststrasse folgt: man erhält so die höchsten Schächte bei St. Christof mit 500^m, alle anderen Schächte bewegen sich zwischen 100^m und 300^m; der Tunnel verlängerte sich dadurch um 2^{km}.

Trotz der so erlangten Freiheit im Tunnel-Traciren wird es sich in den höchsten Regionen manchmal nicht umgehen lassen, dass die Trace in solche Gegenden fällt, die Schächte verlangen, welche auch wir nicht mehr für zweckmässig zur Ausführung halten: solche von 1000^m und darüber!

Die Schächte von geringerer, ausführbarer Tiefe können unter solchen Umständen so weit auseinander zu liegen kommen, dass das Durchschlagen ihrer Zwischenstrecken von Hand zu lange dauern und keine Vortheile mehr bieten würde; in diesem Fall ist die für den Arlberg-Tunnel projectirte Methode anzuwenden und die lange Strecke zwischen den ausführbaren niederen Schächten mit Maschinenbohrung zu bewältigen, d. h. wir erhalten ein combinirtes System.

Wenn am St. Gotthard durch die von uns geschaffene Freiheit des Tracirens keine leichter schachtbare Linie sich hätte finden lassen, als die in der Ausführung begriffene, so hätte sich hier die Anwendung des gemischten Systems empfohlen. Auf der Göschener (Nord-) Seite ist das Längenprofil derart gestaltet, dass bis hinter Andermatten auf 5·5^{km} vom Eingang her keine höheren Schächte als von 500^m bis 600^m entstehen, welch' wirksame Beschleunigung und Billigerstellung des Baues hätte sich hiedurch erzielen, die jüngst aufgetretenen Uebelstände aber zum grossen Theil sich beheben lassen — fast der halbe Tunnel wäre ohne besondere Mühe von den Schächten aus aufzufahren gewesen! Bei Airolo steigt das Profil so jäh an, dass nur auf 1·3^{km} vom Eingang noch Schachtteufung (700^m) möglich gewesen wäre; aber schon hierin lag ein grosser Vortheil. Zwischen diesen beiden Grenzen hätte sich kein Schacht mehr mit Vortheil aufzufahren lassen, es sei denn, man hätte bei Gigenstaffel die Herstellung eines 1000^m tiefen Schachtes unternommen, was sich bei dessen immensem Werthe fast im Mittel der Arbeit wohl gelohnt hätte, zu versuchen. Das zwischenliegende Stück von 8·1^{km} wäre also ohne den Mittelschacht von den beiden Endschächten aus mit der bisher üblichen Methode aufgefahren worden — nach erfolgtem Durchschlag der Strecken bis zu den Mundlöchern hätte man für das Aus- und Einfahren auf jeder Seite zwei Oeffnungen, Schacht und Stollen, gehabt und hätte die einschneidenden Uebelstände der Förderung vermieden, die beim Bau aufgetreten sind, hätte denselben rascher und billiger vollendet!

Aehnliches wäre für den Arlberg-Tunnel zu empfehlen, wenn man sich nicht zur Ausführung des 900^m tiefen Schachtes entschliessen könnte. Schacht V würde von Kilometer 35·1 nach Kilometer 35·7 gerückt, und statt seiner bei Kilometer 35·0 ein neuer 650^m tiefer Schacht (statt 584^m) abgeteuft; die Schächte für diese Anordnung sind im Längenprofil punctirt eingezeichnet; es entsteht deshalb zwischen Kilometer 31·55 und 35·0 ein 3450^m langes Stollenstück, das mit der Percussions-Methode aufgefahren werden könnte,

in Anbetracht der vielen Zeit aber, die uns bei dem raschen Abteufen der Schächte zu Gebote steht, von Hand aufgefahren werden soll.

Die Schächte, am 1. October 1878 begonnen, sind am 1 September 1879 aufgefahren, und bei 90^{m} Stollentrieb monatlich (von beiden Seiten zusammen) ist die Strecke in 40 Monaten = 3 Jahren und 4 Monaten durchgeschlagen; ein halbes Jahr später ist dieselbe ausgebrochen und gemauert und mit dem halben Jahre Vorbereitung des Baues nach 4 Jahren 4 Monaten dieses Tunnelstück geschlossen, inzwischen sind die äusseren Tunnelstücke ebenfalls vollendet und der Bau fast in derselben Zeit zu Ende geführt wie beim Abteufen des Mittelschachtes.

Die vorstehenden Entwicklungen, obwohl auf Erfahrungsresultate gegründet, können keinen Anspruch auf mathematische Sicherheit machen: bei der Verschiedenheit der örtlichen Verhältnisse, unter denen sie entstanden sind und auf welche sie übertragen wurden, bei der Ungewissheit, in der man sich bei jedem grösseren Tunnelproject in Hinsicht auf die Beschaffenheit des Gebirgs-Innern befindet, ist dies unmöglich, und der königliche Baurath Herr Thommen hat dieser Sachlage in der Enquête über das Arlberg-Tunnel-Project den richtigen Ausdruck gegeben, wenn er sagt:

„Die Erfahrungen am Brenner haben gezeigt, dass, wenn auch die Baukosten einer Bahn genau veranschlagt sind, die Ansätze für Tunnels wenig Werth haben, da die wirklichen Kosten bei diesen absolut unberechenbar sind.“ Dies gilt auch für die Ziffern des Berichtes des k. k. Handelsministeriums; aber indem wir für die Berechnung beider Systeme dieselben Einheitssätze zu Grunde legten, muss wenigstens das Vergleichsresultat ein richtiges sein, die Einzelsätze mögen sich in Wirklichkeit auch anders gestalten.

Wenn auch keine genauen Berechnungen, so lassen sich doch Maximal- und Minimalgrenzen aufstellen, und erstere für die Baukosten und die Bauzeit des Schachtbau-Systems entwickelt und gefunden zu haben, glauben wir sicher zu sein.

Schlussbetrachtung.

Die Resultate des „Schachtbau-Systems“ sind also aufrecht zu erhalten, und bietet dasselbe selbst dann noch augenfällige Vortheile, wenn man von der Ausführung von Schächten bis zu 1000^{m} absieht und als Grenze für das Schachtteufen 700^{m} setzt und statt des reinen Systems das combinirte anwendet; es wird sich daher seine Stellung von selbst erringen.

„Es erlaubt der Trace, von der Geraden zwischen zwei Puncten abzugehen, den Berghängen zu folgen und so geringere Schachtteufen zu erzielen —

es fordert dazu auf, das Princip der tiefliegenden Tunnels auch auf die Tunnelrampen auszudehnen und „Berglehnen-Tunnels“ zu bauen, die unter seiner Anwendung wahrscheinlich eben so billig herzustellen sein werden, als die theueren Lavinen-, Moränen- und Schluchten-Uebergänge, die Felseinschnitte und Steindämme —

es ermöglicht die Herstellung und Eröffnung von Tunnel- und Zufahrtsrampe in gleich kurzer Zeit, macht die Strecke bälder betriebsfähig und durch Herabminderung der Kosten des Tunnels auf die Hälfte aus einem Verkehrs-Instrumente à fond perdu ein einigermassen rentables —

und erleichtert so die Herstellung von Alpentunnels, Tunnels in festem Gestein überhaupt und die Anlage von Gebirgsbahnen derartig, dass bei Wiederkehr ruhigerer sicherer Zeiten alte und neue Projecte, welche wegen der enormen Bauzeit und Kosten des Stollenbau-Systems bisher nicht zum Angriff kamen, als lebensfähig auftreten können.“ —

Die in dieser Abhandlung gemachten Vorschläge geben etwas mehr als eine blosse neue Theorie; sie basiren auf festen Thatsachen, die sich den Eingang in die Eisenbahnbaukunst bälder oder später erzwingen werden, wie sie sich im Bergbau festgesetzt haben; wir haben sie auf ein der Wirklichkeit entnommenes Object übertragen, und hoffen, dass das hiebei gewonnene Ergebniss unserer Tunnelir-Methode Freunde zuführen und zu näherem Eingehen aufmuntern wird.

Der Taucher-Schacht in Pola.

Mitgetheilt von

C. Freih. v. Popp,
Ingenieur.

(*Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 12.*)

Der auf Blatt 12 im Längenschnitt durch das Fahrzeug dargestellte Taucherschacht wurde zum Bau des zweiten Trockendocks in Pola construirt. Die Umschliessung der Baugrube geschah nämlich mittelst Santoringuss-Mauerwerk, welches auf dem Felsen des Meeresgrundes steht und der Taucherschacht wurde dazu verwendet, den Felsen von Schlamm zu reinigen, das verwitterte Gestein unter Wasser zu entfernen und durch Ausfüllen der Felsspalten und Abgleichen des Bodens die Stelle zur Aufnahme des Gussmauerwerks vorzubereiten. Nach Vollendung des Baues aber soll der Apparat die Wegschaffung des Beton-Fangdammes, welcher die Baugrube nach vorne abschliesst, besorgen. Der Apparat wurde auf Veranlassung des Erbauers des ersten Trockendocks in Pola, E. v. Heider, construirt*), und zwar

*) „Der Bau der Trockendocks im Arsenale des österr. Lloyd in Triest und im Arsenale der k. k. Kriegsmarine in Pola“, von Ed. Ritter v. Heider. Graz 1873. Pag. 73.

hatte Herr v. Heider die Intention, nicht nur unter der Glocke des Schachtes selbst arbeiten zu lassen, sondern auch Arbeiter in Taucheranzügen zu beschäftigen, welche im Schachte ihre Werkzeuge deponiren und von Zeit zu Zeit dort unter geringerem Luftdruck ausruhen könnten, ohne erst zur Oberfläche steigen zu müssen.

Abweichend von anderen ähnlichen Constructionen befindet sich der Schacht nicht in der Mitte, sondern am Ende des Fahrzeuges, um ungehindert den Fuss von Quaimauern, Fangdämmen etc. erreichen zu können. Diese Anordnung bedingte die Anwendung von Kasten für Wasserballast *a*, um den grösseren Auftrieb zu überwinden, den die Luftsäule im Schachte, wenn derselbe im Betriebe ist, an einem Ende des Fahrzeuges erzeugt. Der Schacht ist, ähnlich den Förderschächten der Caissons für pneumatische Fundirungen, an seinem oberen Ende mittelst einer Luftschleusse zugänglich, besteht aber aus einem Teleskop-Rohr, um alle Tiefen von 4^m bis 12^m erreichen zu können; am Ende des untersten Rohrstückes, welches mit einer eigenen Dampfwinde gehoben werden kann, befindet sich die Glocke von 3^m Breite, 6^m Länge und $3{\cdot}7^m$ Höhe. Die Rohrstücke haben im lichten $1{\cdot}0^m$, $1{\cdot}4^m$ und $1{\cdot}6^m$ Weite. Das Fahrzeug ist von Holz, $26{\cdot}1^m$ lang, $5{\cdot}2^m$ tief, $9{\cdot}5^m$ breit und hat im Betrieb einen mittleren Tiefgang von $2{\cdot}1^m$; es ist im „Stabilimento technico Triestino" erbaut, der Schacht, die Luftschleusse und die Glocke sind in der Simmeringer Maschinenfabrik hergestellt worden, während die beiden Luftpumpen von der Firma Mahler & Eschenbacher geliefert wurden.

Der Apparat hat während der Verwendung vollständig entsprochen; er war mit unbedeutenden Unterbrechungen 560 Tage und Nächte hindurch in Betrieb; er förderte gegen 3000^{kbm} Schlamm verschiedenster Consistenz, 2900^{kbm} verwitterten Gesteines und es wurden zur Ausfüllung von Felsspalten und Abgleichung des Bodens 400^{kbm} Cement durch den Schacht gefördert und verbraucht. An sehr heissen Sommertagen wurde die Anordnung getroffen, dass das Luftleitungsrohr durch ein Rohr führte, in welchem stets frisches Seewasser circulirte, und es wurde dadurch ermöglicht, die Temperatur in der Luftschleusse auf 32° C., in der Glocke auf 28° C. zu erhalten.

Die vorstehenden Daten verdanke ich der liebenswürdigen Collegialität des Herrn k. k. Marine-Ober-Ingenieurs A. Lenk, Bauleiter des zweiten Trockendocks in Pola, welcher mich gelegentlich meines dortigen Besuches im October vorigen Jahres im Studium seiner Bauten in freundlichster Weise unterstützte.

Constructionen dieser Art, Taucherschächte, auch Taucherschiffe genannt, entstanden Ende des vorigen Jahrhunderts.

1778 construirte Coulomb einen Taucherschacht zur Entfernung von Felsen im Seine-Bett bei Quilleboeuf; derselbe ist bemerkenswerth, weil dabei zuerst continuirliche Luftzuführung mittelst Blasebälgen angewendet wurde. Das Fahrzeug war bei 8^m lang, über 3^m breit und hoch; der Schacht befand sich in der Mitte desselben, war 4^m lang und hatte 3^m im Quadrat-Querschnitt. Bei Beginn der Ebbe wurde der Schacht über die Arbeitsstelle gebracht, so dass er sich vor Eintritt des niedrigsten Wassers auf den Grund senkte; nun stiegen die Arbeiter durch das in der Decke des Schachtes angebrachte Mannloch ein und es wurde begonnen mittelst der Blasebälge das Wasser zu verdrängen.

1839 wurde zur Sprengung von circa 2200^{kbm} Felsen in der Hafeneinfahrt von Croisic im Departement Loire inférieure ein Apparat ähnlicher aber bedeutend verbesserter Construction angewendet; das eiserne Schiff war $8{\cdot}75^m$ lang, $3{\cdot}85^m$ breit, $2{\cdot}45^m$ hoch, an beiden Enden halbkreisförmig abgerundet und trug in der Mitte den Schacht; dieser hatte $3{\cdot}5^m \times 2{\cdot}9^m$ Querschnitt und $3{\cdot}45^m$ Höhe im Lichten; $1{\cdot}3^m$ von der Decke desselben war ein horizontales Eisengitter angebracht, auf welchem sich die Arbeiter aufhielten, während das Wasser verdrängt oder wieder eingelassen wurde. Die Versenkung auf den Grund geschah mittelst Wasserballast, die Lufteinführung durch eine Luftpumpe, welche von einer Dampfmaschine auf Deck betrieben wurde.

Um 1850 wurde bei der Erbauung des grossen Wehrs im Nil ein Taucherschacht mit Luftschleusse verwendet; das Schiff war 33^m lang und 10^m breit; der Schacht, welcher circa 5^m unter den Boden des Schiffes gesenkt werden konnte, bedeckte eine Fläche von $40^{\square m}$ und diente zur Aufnahme von 40 Arbeitern, welche Mauerwerk unter Wasser herstellten.

Die jetzt noch bei den Sprengungsarbeiten am Rhein in Verwendung stehenden Taucherschächte sind sehr einfacher Construction. Das hölzerne Fahrzeug von 28^m Länge und $5{\cdot}7^m$ Breite über Deck hat in der Mitte eine quadratische Oeffnung von $3{\cdot}5^m$ lichter Weite, durch welche der Schacht gesenkt wird; dieser ist aus Eisen, cylindrisch, hat einen Durchmesser von $3{\cdot}2^m$ im Lichten, eine Höhe von $6{\cdot}6^m$ an den Seiten und $6{\cdot}8^m$ in der Mitte; er ist durch zwei Luftschleussen zugänglich. Die Luftpumpe wird von der Dampfmaschine betrieben, welche auch das Heben und Senken des Schachtes besorgt.

Ein dem Taucherschachte in Pola ähnlicher Apparat wurde auch bei den Felsensprengungen im Hellgate bei New-York verwendet; eine Glocke aus Eisenblech von 9^m Weite war mittelst eines teleskopartigen Schachtes von $3{\cdot}6^m$ Weite von einem festverankerten Fahrzeuge aus auf den Meeresgrund versenkbar und schützte daselbst die Taucher vor der heftigen Strömung. Dieser von General Newton construirte Apparat wurde jedoch nicht mittelst comprimirter Luft wasserfrei gehalten und gehört daher, strenge genommen, nicht zu den Taucherschächten.

Taucherschächte sind hauptsächlich anzuwenden, wenn:

1. starke Strömungen den Gebrauch von Taucher-Apparaten wesentlich erschweren; das wäre bei einer Strömung von mehr als $1{\cdot}5^m$ per Secunde der Fall, wobei der Taucher schon verankert werden muss;
2. eine continuirliche Materialförderung wünschenswerth ist, während für die Hebung einzelner Lasten, z. B. grosser Steine in einem Flussbett, die Taucherglocke empfehlenswerther ist, da dieselben mit, respective in der Glocke gehoben werden können.

Strömungen und Wellenschlag widerstehen Taucherschächte besser als Glocken; Taucherglocken gerathen nämlich bei Wellenschlag in heftige pendelartige Schwingungen und können dann bersten, sobald sie einen vorspringenden Felsen auch nur leicht berühren. Diese Gefahr ist bei Taucherschächten sowohl durch die günstigere Gewichtsvertheilung als auch durch das verwendete Material vermieden.

Einige richtigstellende Bemerkungen

zu dem Aufsatze

Project einer Kaukasus-Bahn.

Geehrter Herr Redacteur!

Herr B. von Statkowski, Inspector der Poti-Tiflis-Bahn und Verfasser des Projects einer Kaukasus-Bahn, über welches in Hefte XI und XII des letzten Jahrganges Ihrer Zeitschrift ein Aufsatz von mir veröffentlicht worden ist, macht mit seinem Schreiben aus Tiflis vom 8./20. Februar d. J. folgende Bemerkungen:

1. In seinem Kostenvoranschlage habe er den Rubel zum Nominalwerthe, d. i. gleich 4 Francs in Gold angenommen, während ich die Umrechnung zum ungefähren Durchschnittscurse der letzten Jahre, d. i. zu $3^1/_3$ Francs vorgenommen habe.

Unter Berücksichtigung dieser Angabe erhalten die in meinem Aufsatze die Resultate des Kostenvoranschlages resumirenden Tabellen nunmehr folgende Fassungen:

Kostenvoranschlags-Resultate.

1. Grundeinlösung	Frs.	332.000	d. i. per Kilom. Frs.	1.611	somit	0·28%
2. Zweigeleisiger Bahnkörper	„	24,029.600	„ „ „ „	116.569	„	20·78%
3. Kunstbauten (inclusive Maga-Tunnel)	„	55,803.600	„ „ „ „	270.707	„	48·26%
4. Oberbau	„	12,055.600	„ „ „ „	58.483	„	10·43%
5. Eintheilung der Bahn, Gradientenzeiger etc.	„	109.600	„ „ „ „	532	„	0·09%
6. Telegraphen	„	146.000	„ „ „ „	708	„	0·13%
7. Wächterhäuser, Dreh- und Zugschranken	„	584.000	„ „ „ „	2.833	„	0·51%
8. Hochbau der Stationen	„	2,737.600	„ „ „ „	13.280	„	2·37%
9. Wasserstationen-Einrichtung	„	568.000	„ „ „ „	2.755	„	0·49%
10. Mechanische Ausrüstung	„	1,128.400	„ „ „ „	5.473	„	0·98%
11. Fahrpark	Frs.	8,516.800	d. i. per Kilom. Frs.	41.316	somit	7·37%
12. Vollendungsarbeiten	„	40.000	„ „ „ „	194	„	0·03%
13. Allgemeine Ausgaben	„	4,068.800	„ „ „ „	19.738	„	3·52%
14. Unvorhergesehenes	„	5,506.000	„ „ „ „	26.710	„	4·76%
Zusammen	Frs.	115,626.000	d. i. per Kilom. Frs.	560.910	somit	100·00%

Grosser Tunnel.

1. Installationen	Frs.	2,000.000	d. i. pr. lfd. Mtr. Frs.	306	somit	8·52%
2. Ausbruch (6541·6 lfd. M.)	„	17,439.400	„ „ „ „ „	2.666	„	74·30%
3. Verkleidung (4361·0 lfd. M.) à Frs. 843·66	„	3,679.200	„ „ „ „ „	562	„	15·66%
4. Richtungstunnel am Süd-Ende (85·3 lfd. M.)	„	128.000	„ „ „ „ „	20	„	0·54%
5. 53 Nischen à Frs. 360	„	19.080	„ „ „ „ „	3	„	0·08%
6. Einschotterung	„	147.150	„ „ „ „ „	23	„	0·67%
7. Legung des Oberbaues zweigeleisig	„	55.150	„ „ „ „ „	8	„	0.23%
Zusammen	Frs.	23,467.980	d. i. pr. lfd. Mtr. Frs.	3.588	somit	100.00%

2. Wie ich schon in einer Anmerkung zu meinem Aufsatze gesagt, wurde, nach dem Dafürhalten des Herrn Baudirectors W. Pressel, welcher die Linie im Herbst 1876 bereiste, dem Scheiteltunnel ein einseitiges Gefälle von circa 18‰ von Norden nach Süden gegeben, wodurch nunmehr das Stationsplateau am Nordportal zum Culminationspuncte der Bahn wird, während durch die bedeutende Tieferlegung des Südportales zwar die Länge des Tunnels um 648·4^m, d. i. von 6541·6^m auf 7190·0^m vermehrt wird, jedoch das Trace der südlichen Zufahrtsrampe sich wesentlich günstiger gestaltet und deren Länge namhaft abgekürzt werden kann.

Eingehendere Studien haben ebenfalls die Möglichkeit der Abkürzung der nördlichen Zufahrtsrampe dargethan und den Anschluss der Kaukasus-Bahn an die Rostow-Wladikawkas-Bahn bei Darg-Koch an Stelle derjenigen bei Elchotowo treten lassen.

Nach dem gegenwärtigen Stande der Vorarbeiten zerfällt nunmehr die Linie Darg-Koch-Gori in folgende Theilstrecken:

Theilstrecke	Beschaffenheit derselben	Länge in Kilometern	Hebung in Metern	Mittlere Steigung ‰	Maximal-Steigung ‰	Minimal-Radius in Metern
Gori bis Kob-Don	Thalbahn	63·26	+ 651·62	+ 10·3	+ 15·0	384·05
Kob-Don bis Südportal	Südliche Zufahrtsrampe	25·49	+ 487·58	+ 19·1	+ 25·0	256·03
Scheiteltunnel		7·19	+ 124·84	+ 17·4	+ 18·0	∞
Nordportal bis Dei	Nördliche Zufahrtsrampe	45·59	— 698·91	— 15·3	— 25·0	256·03
Dei bis Darg-Koch	Thalbahn	53·49	— 587·49	— 11·0	— 15·0	384·05
		195·02				

Mit dem höflichen Ersuchen, diesen berichtigenden Ergänzungen meines Aufsatzes in den Spalten Ihrer Zeitschrift gütigst Aufnahme gewähren zu wollen, zeichne ich mit vorzüglichster Hochachtung

Zürich, den 12. März 1878.

Ihr ergebener

E. Lauber.

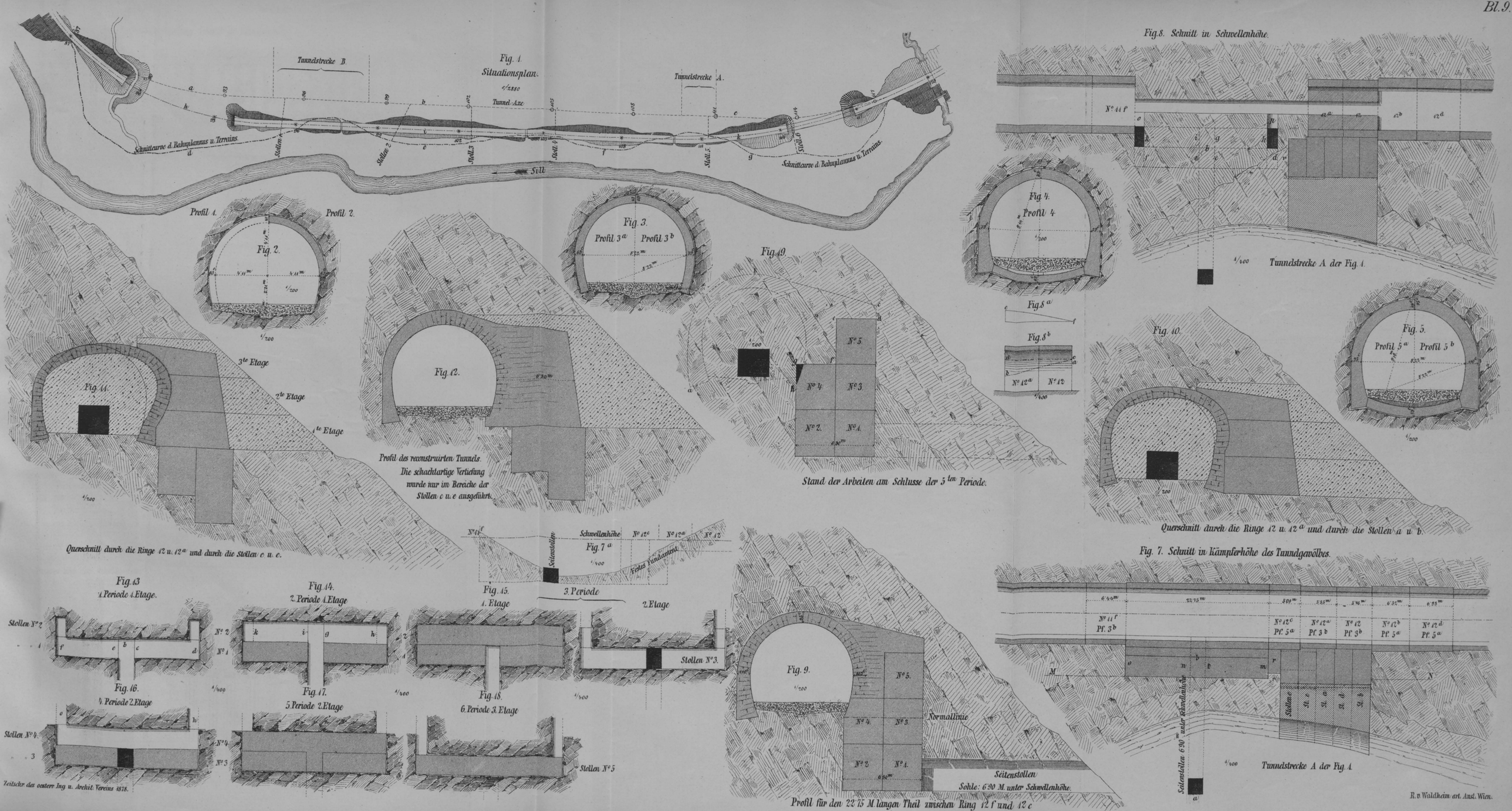
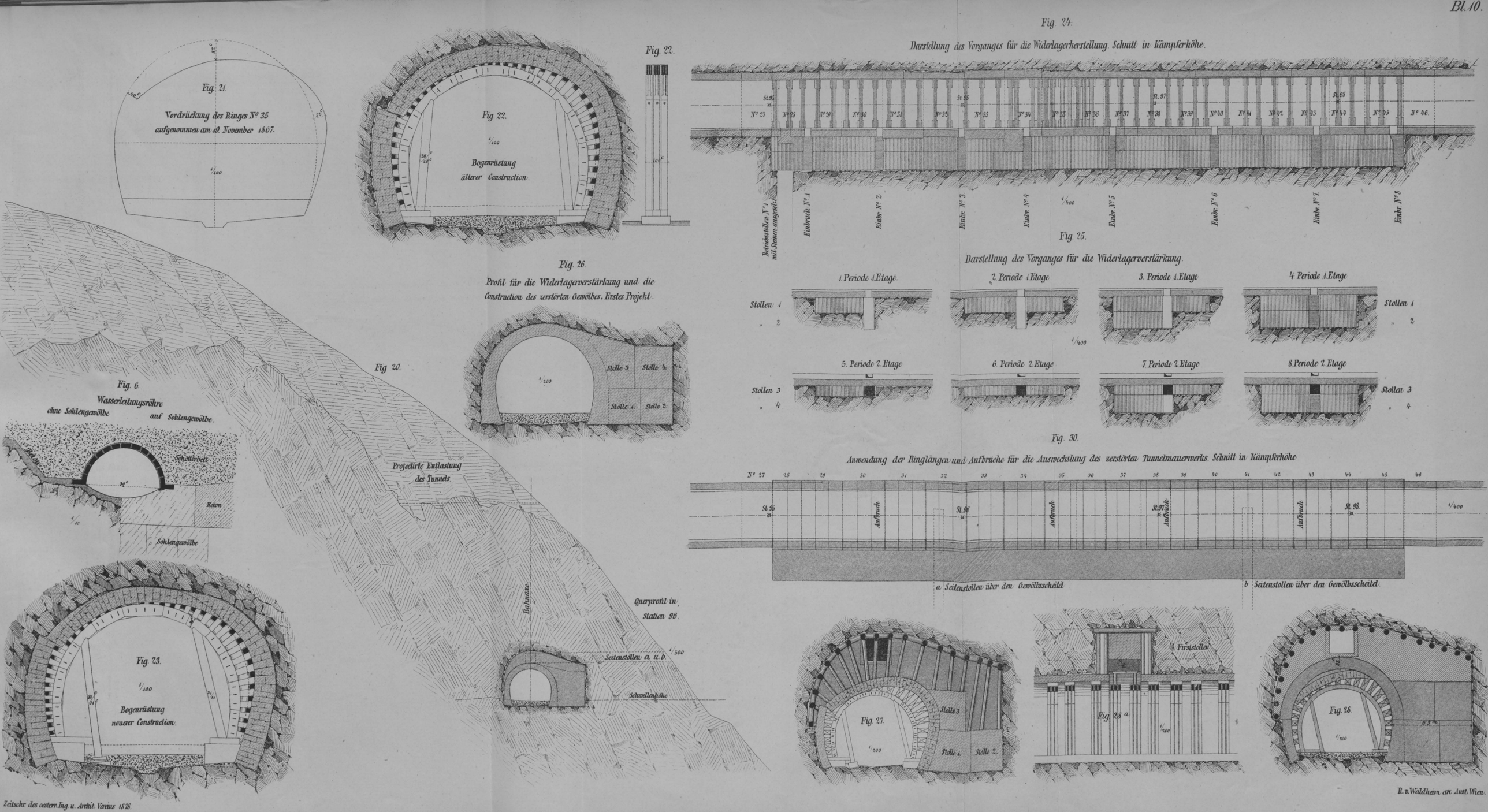
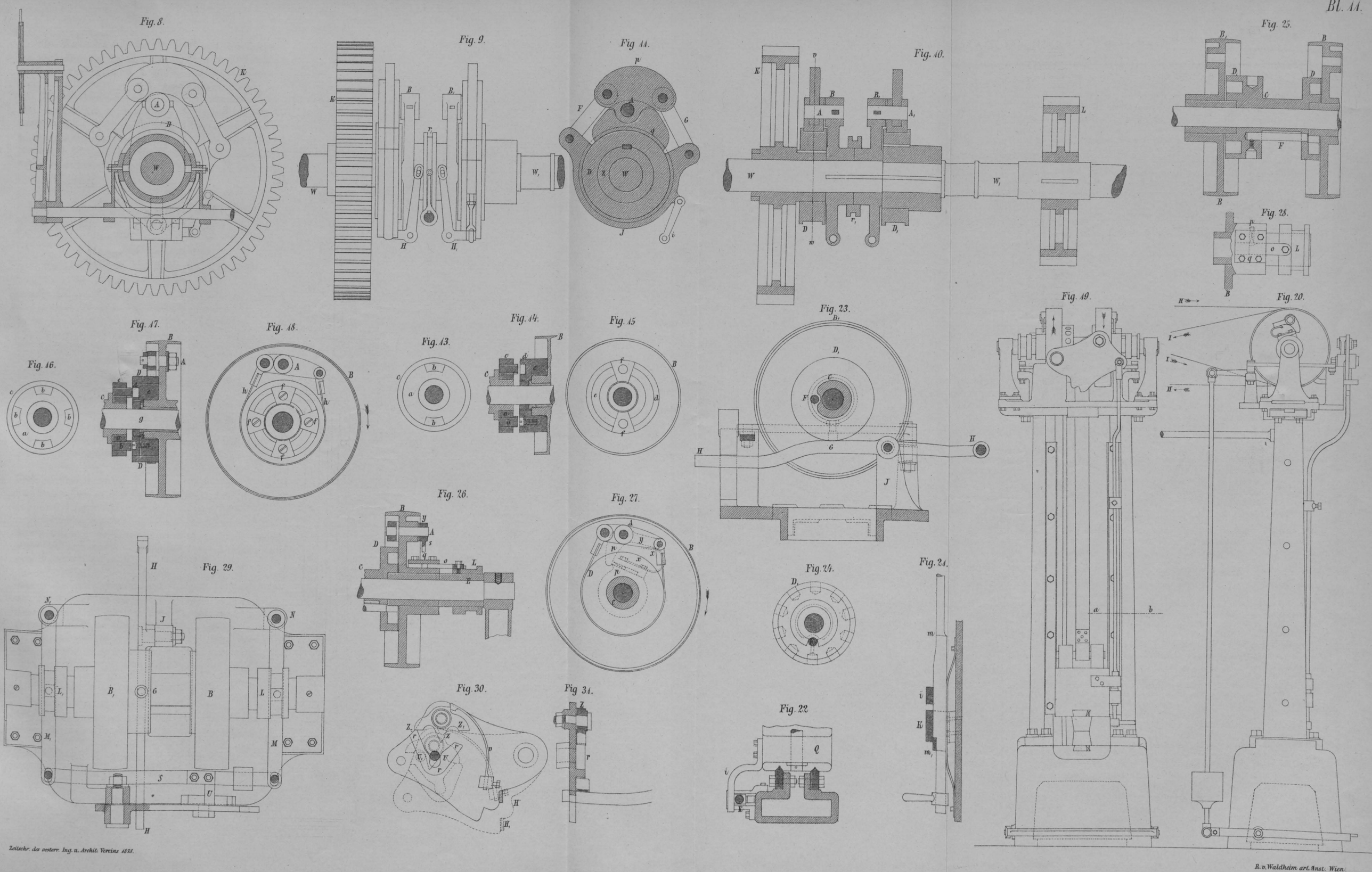


Fig. 1.
Situationsplan.
Tunnelstrecke B.
Tunnelstrecke A.
Tunnel-Axe
Schnittcurve d. Bahnplanns u. Terrains.
Stollen 1
Stollen 2
Stoll. 3
Stoll. 4
Stoll. 5
Stoll. 6
Sill
Fig. 2.
Profil 1.
Profil 2.
Fig. 3.
Profil 3a
Profil 3b
Fig. 4.
Profil 4
Fig. 5.
Profil 5a
Profil 5b
Fig. 8. Schnitt in Schwellenhöhe.
Tunnelstrecke A der Fig. 1.
Fig. 8a
Fig. 8b
Fig. 9.
Fig. 10.
Fig. 11.
3te Etage
2te Etage
1te Etage
Fig. 12.
Profil des reconstruirten Tunnels.
Die schachtartige Vertiefung wurde nur im Bereiche der Stollen c u. e ausgeführt.
Fig. 19.
Stand der Arbeiten am Schlusse der 5ten Periode.
Querschnitt durch die Ringe 12 u. 12a und durch die Stollen c u. e.
Querschnitt durch die Ringe 12 u. 12a und durch die Stollen a u. b.
Fig. 7. Schnitt in Kämpferhöhe des Tunnelgewölbes.
Tunnelstrecke A der Fig. 1.
Fig. 7a
Schwellenhöhe
Seitenstollen
Festes Fundament
3. Periode
Fig. 13
1. Periode 1. Etage.
Fig. 14.
2. Periode 1. Etage
Fig. 15.
1. Etage
2. Etage
Stollen No 3.
Fig. 16.
4. Periode 2. Etage
Fig. 17.
5. Periode 2. Etage
Fig. 18.
6. Periode 3. Etage
Stollen No 5
Fig. 9.
Normallinie
Seitenstollen
Sohle: 6·90 M. unter Schwellenhöhe.
Profil für den 22·75 M. langen Theil zwischen Ring 12 f und 12 c
Zeitschr. des oesterr. Ing. u. Archit. Vereins 1878.
R. v. Waldheim art. Anst. Wien.



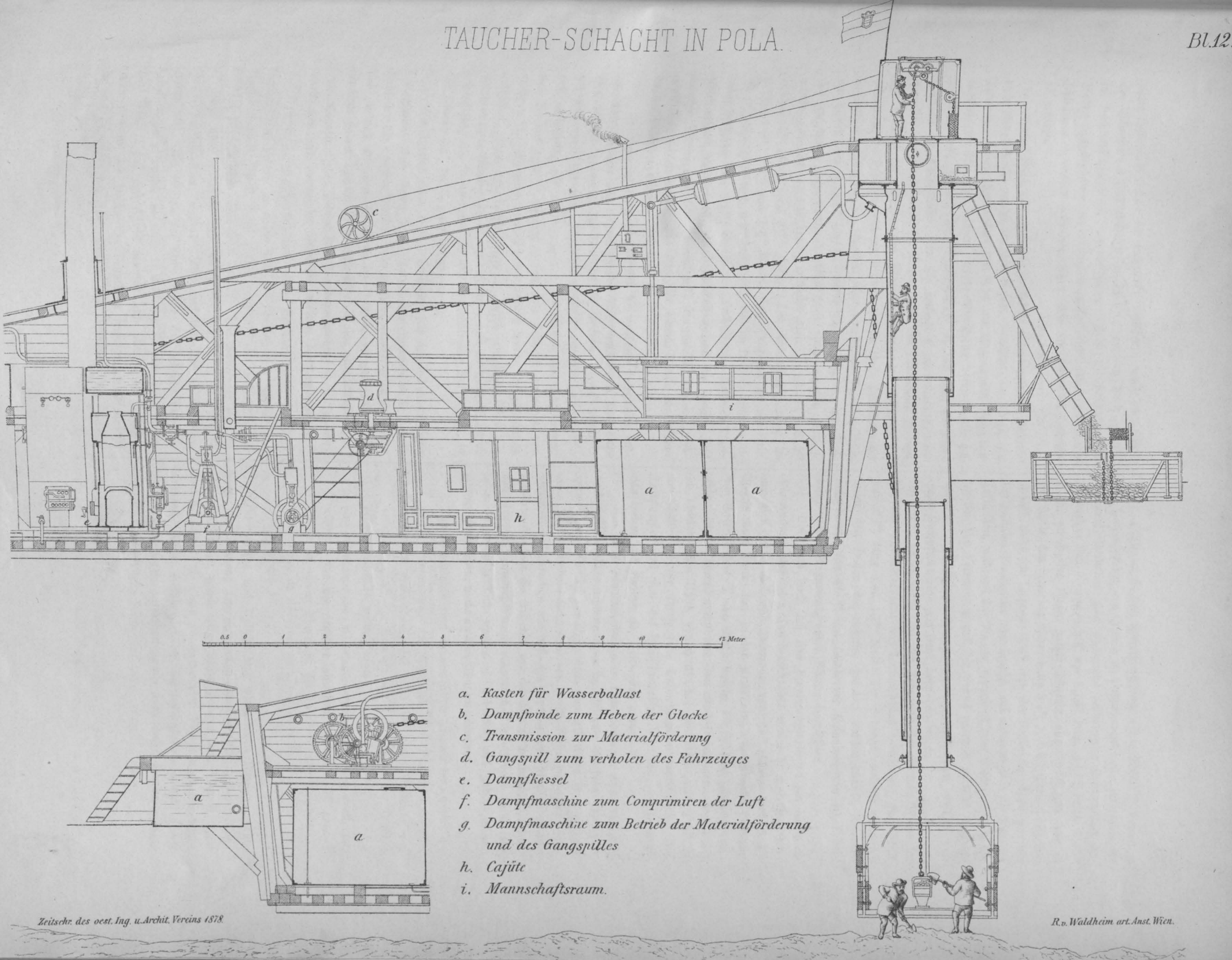
R. v. Waldheim, arc. Anst. Wien.



Zeitschr. des oesterr. Ing. u. Archit. Vereins 1878.

R. v. Waldheim art. Anst. Wien.

TAUCHER-SCHACHT IN POLA.



a. Kasten für Wasserballast
b. Dampfwinde zum Heben der Glocke
c. Transmission zur Materialförderung
d. Gangspill zum verholen des Fahrzeuges
e. Dampfkessel
f. Dampfmaschine zum Comprimiren der Luft
g. Dampfmaschine zum Betrieb der Materialförderung und des Gangspilles
h. Cajüte
i. Mannschaftsraum.

Zeitschr. des oest. Ing. u. Archit. Vereins 1878.

R. v. Waldheim art. Anst. Wien.